

Ingenieurmodell zur Tragfähigkeit ohne Verbund vorgespannter Kalksandstein- Mauerwerkswände

Von der
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades einer
Doktoringenieurin (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

von
Odontsetseg Dashkhuu
geboren am 18. November 1971
aus Uws (Ulaangom)/Mongolei

Eingereicht am: 07. November 2012

Disputation am: 29. April 2013

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H. Budelmann
Prof. Dr.-Ing. E. Gunkler

2013

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin im Fachgebiet Baustoffkunde und Massivbau des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Hochschule Ostwestfalen-Lippe. Die Arbeit basiert zu einem großen Teil auf Ergebnissen des Forschungsvorhabens mit dem Thema „Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand“. Dieses wurde durch das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung gefördert.

Zu Dank bin ich dem Ministerium für Bildung, Kultur und Wissenschaft der Mongolei für die zeitweilige Gewährung eines Promotionsstipendiums verpflichtet.

Betreut wurde meine Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Budelmann, dem ich für seine fachliche Unterstützung sowie die konstruktiven Anregungen sehr herzlich danke. Sein mir entgegengebrachtes Vertrauen ließ mir genügend Möglichkeiten und Freiräume für meine Entwicklung.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Erhard Gunkler für die Übernahme des Koreferates. Seine wertvollen fachlichen Anregungen und Hinweise sowie stete Diskussionsbereitschaft haben entscheidend zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel bedanke ich mich für die Übernahme und den damit verbundenen Mühen des Prüfungsvorsitzes. Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Empelmann danke ich für die Mitwirkung als Prüfer.

Allen Mitarbeitern des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Hochschule Ostwestfalen-Lippe bin ich für die gute Zusammenarbeit und vielfältige Unterstützungen dankbar, die meine Tätigkeit im Fachbereich zu einer unvergesslichen Zeit werden ließen. Darüber hinaus spreche ich den ehemaligen studentischen Hilfskräften meinen Dank aus, die ebenfalls zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Mein herzlichster Dank gilt meinem lieben Mann Jargalsaikhan sowie meinen Töchtern Saruul und Tseltmeg für ihre Unterstützung, Geduld und Verständnis während dieser gesamten Zeit.

Meinen Eltern und meinen Geschwistern danke ich sehr für ihre Unterstützung, nicht nur in diesem Lebensabschnitt.

INHALTSVERZEICHNIS

Abkürzungsverzeichnis	V
1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2 Überblick	1
2 Stand des Wissens zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände	3
2.1 Vorbemerkungen	3
2.2 Einsatz von vorgespanntem Mauerwerk	3
2.2.1 Konsolidierung von historischem Mauerwerk durch Vorspannung	3
2.2.2 Vorspannung von neu herzustellenden Mauerwerkswänden	7
2.2.2.1 Spannverfahren und Konstruktionsmerkmale	7
2.2.2.2 Biegetragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände	13
2.2.2.3 Scheibenschubtragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände	19
2.3 Schlussfolgerungen	23
3 Ingenieurmodell zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände	25
3.1 Vorbemerkungen	25
3.2 Konstruktionsmerkmale für vorgespanntes Mauerwerk	25
3.3 Ingenieurmodell	27
4 Werkstoffsignifikante Ausgangsgrößen des Ingenieurmodells - Teilmodul W	29
4.1 Vorbemerkungen	29
4.2 Werkstoffeigenschaften verwendeter Kalksand-Plansteine	29
4.2.1 Abmessungen und Lochbild	29
4.2.2 Druckfestigkeit	30
4.2.3 Zugfestigkeit	30
4.3 Werkstoffeigenschaften von Dünnbettmörtel	31
4.3.1 Druck- und Biegezugfestigkeit	31
4.3.2 Verbundeigenschaften	32
4.4 Werkstoffverhalten von unbewehrtem Mauerwerk	33
4.4.1 Einaxiale Beanspruchung	33
4.4.1.1 Drucktragverhalten	33

4.4.1.2 Zugtragverhalten	38
4.4.1.3 Tragverhalten unter Teilflächenbeanspruchung	39
4.4.2 Zweiaxiale Beanspruchung des Mauerwerks in der Ebene	42
4.4.2.1 Ansatz nach <i>Mann/Müller</i>	42
4.4.2.2 Ansatz nach <i>Ganz/Thürlimann</i>	44
4.4.3 Verformungskennwerte infolge Kriechen und Schwinden sowie infolge Temperaturänderungen	47
4.5 Werkstoffeigenschaften von Spannstahl	47
4.6 Werkstoffgesetze	48
4.6.1 Einaxial druckbeanspruchtes Mauerwerk	48
4.6.2 Zweiaxial in der Ebene beanspruchtes Mauerwerk	49
4.6.3 Spannstahl	50
5 Experimentelle Untersuchungen an Mauerwerkswänden	51
5.1 Vorbemerkungen	51
5.2 Wände mit Beanspruchungen durch Einzellasten - Teilmodul <i>SE</i>	51
5.3 Biegedruckbeanspruchung vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul <i>B</i>	54
5.4 Scheibenschubbeanspruchung vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul <i>S</i>	58
6 Theoretische Grundlagen zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände des Moduls „ULS“	73
6.1 Vorbemerkungen	73
6.2 Spannkrafteinleitung - Teilmodul <i>SE</i>	73
6.3 Biegedrucktragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul <i>B</i>	76
6.4 Scheibenschubtragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul <i>S</i>	81
7 Ergänzende rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände	87
7.1 Vorbemerkungen	87
7.2 Modellierung des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände mit Hilfe der nicht linearen FE- Methode	87
7.3 Tragverhalten unter Biegedruckbeanspruchung - Teilmodul <i>B</i>	90
7.4 Tragverhalten unter Querkraftbeanspruchung in Wandebene - Teilmodul <i>S</i>	95

8 Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände	107
8.1 Vorbemerkungen	107
8.2 Einwirkungen - Modul <i>E</i>	107
8.2.1 Sicherheitskonzept	107
8.2.2 Schnittgrößen	107
8.2.2.1 Schnittgrößen aus äußeren Lasten ohne Vorspannung	107
8.2.2.2 Schnittgrößen aus Vorspannung	109
8.3 Tragfähigkeit - Modul <i>R</i>	110
8.3.1 Werkstoffdaten und Werkstoffgesetze - Teilmodul <i>W</i>	110
8.3.2 Vorspannkraft - Teilmodul <i>V</i>	111
8.3.2.1 Grundwert von Vorspannkraft	111
8.3.2.2 Spannkraftverluste	112
8.3.3 Gebrauchslastenzustand - Modul „ <i>SLS</i> “	116
8.3.3.1 Dekompression des Mauerwerks - Teilmodul <i>D</i>	116
8.3.3.2 Rissesicherheit im Einleitungsbereich der Spannkraft - Teilmodul <i>C</i>	117
8.3.3.3 Begrenzungen von Spannungen - Teilmodul <i>SB</i>	117
8.3.3.4 Randdehnungen des Mauerwerks - Teilmodul <i>RD</i>	117
8.3.4 Traglastenzustand - Modul „ <i>ULS</i> “	117
8.3.4.1 Einleitung der Vorspannkraft - Teilmodul <i>SE</i>	117
8.3.4.2 Biegedrucktragfähigkeit - Teilmodul <i>B</i>	120
8.3.4.3 Querkrafttragfähigkeit in Wandebene - Teilmodul <i>S</i>	124
8.3.5 Praxisbeispiel	127
8.3.5.1 Tragfähigkeit im Gebrauchslastenzustand	128
8.3.5.2 Tragfähigkeit im Traglastenzustand	130
9 Zusammenfassung und Ausblick	133
9.1 Zusammenfassung	133
9.2 Ausblick	134
10 Literatur	137
11 Normen	154
12 Anhang	

Abkürzungsverzeichnis

Im Folgenden werden die wichtigsten Abkürzungen, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendet werden, festgelegt. Nicht aufgeführte Abkürzungen werden im Text erläutert.

Lateinische Buchstaben

a_1	Randabstand der Teilfläche
A_p	Querschnittsfläche des Spanngliedes
d_p	Außendurchmesser des Spanngliedes
e	Exzentrizität der einwirkenden Druckkraft bzw. Lastausmitte
e_0	planmäßige Lastausmitte
e_I	Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung
e_{II}	Lastausmitte nach Theorie II. Ordnung
e_p	unplanmäßige Lastausmitte des Spanngliedes
Δe_{II}	zusätzliche Lastausmitte aus Verformungen nach Theorie II. Ordnung
E_0	Ursprungsmodul
E_i	ideelles Sekantenmodul des Mauerwerks
E_M	Elastizitätsmodul des Mauerwerks bzw. Sekantenmodul des Mauerwerks
E_p	Elastizitätsmodul des Spanngliedes
f	mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
f_b	mittlere Steindruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
f_{bz}	mittlere Steinzugfestigkeit in Steinlängsrichtung
f_{II}	Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen
f_k	charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen
$f_{p0,1k}$	charakteristische Streckgrenze bei 0,1% bleibender Dehnung des Spannstahls
f_{pk}	charakteristische Zugfestigkeit des Spannstahls
f_{vk0}	charakteristische Haftscherfestigkeit
h	Höhe der Mauerwerkswand
h_{ef}	Systemhöhe,
h_{st}	Höhe des Mauersteins
l	Wandlänge
l_1	Teilflächenlänge
l_p	Spanngliedlänge
l_{st}	Länge des Mauersteins
m	bezogenes Biegemoment
M	Biegemoment

M_E	einwirkendes Biegemoment
M_I	Biegemoment nach Theorie I. Ordnung
M_{II}	Gesamtbiegemoment nach Theorie II. Ordnung
M_R	aufnehmbares Biegemoment
ΔM_{II}	zusätzliches Biegemoment aus Verformungen nach Theorie II. Ordnung
n	bezogene Normalkraft
N	Normalkraft
N_E	einwirkende Normalkraft
N_R	aufnehmbare Normalkraft
P_{\max}	Spannkraft während des Spannvorgangs
P_{m0}	mittlere Spannkraft unmittelbar nach Absetzen der Pressenkraft
ΔP	Spannkraftänderung im Spannglied
t	Wanddicke
\ddot{u}	Überbindelänge der Mauersteine
V_E	einwirkende Querkraft
V_R	aufnehmbare Querkraft
x	Druckzonenhöhe
Z_R	Randzugkraft
Z	Spaltzugkraft

Griechische Buchstaben

α	Neigungswinkel der Druckstrebe
ε_0	Stauchung des Mauerwerks bei 1/3 der im Kurzzeitversuch erreichten maximalen Druckspannung
ε_{m1}	Scheitelstauchung des Mauerwerks bei Höchstdruckspannung
ε_{mu}	Bruchdehnung des Mauerwerks
$\varepsilon_{f\infty}$	Endwert der Feuchtedehnung des Mauerwerks
ϕ_i	bezogene Tragfähigkeit druckbeanspruchter Mauerwerkswände nach Theorie I. Ordnung
ϕ_m	bezogene Tragfähigkeit druckbeanspruchter Mauerwerkswände in Wandmitte nach Theorie II. Ordnung
κ	Querschnittskrümmung
κ_I	Querschnittskrümmung nach Theorie I. Ordnung
$\Delta\kappa_{II}$	zusätzliche Querschnittskrümmung nach Theorie II. Ordnung
κ_{II}	gesamte Querschnittskrümmung nach Theorie II. Ordnung
λ	Wandschlankheit
μ	Reibungsbeiwert
μ_D	Querdehnzahl
θ	Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Bauteillänge
ρ	Rohdichte
σ	Druckspannung
φ_{∞}	Endkriechzahl

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

Der bisherige Erkenntnisstand zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände beruht überwiegend auf experimentellen und theoretischen Untersuchungen zur Konsolidierung historischen Mauerwerks durch Vorspannung sowie auf der Vorspannung neuzeitlicher Mauerwerkswände aus Beton-Hohlblocksteinen. Dieser ist eine wichtige Grundlage für das Verständnis des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände. Er ist jedoch für die umfassende Tragfähigkeitsbeurteilung vorgespannter Mauerwerkswände aus Kalksandsteinen im Hinblick auf Biegedruck- und Querkraftbeanspruchung in Wandebene sowie auf die Einleitung von Vorspannkraften nicht ausreichend.

Die bisherigen experimentellen Untersuchungen zum Biegedrucktragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände stellen aufgrund der vielen Einflussparameter lediglich „Tastversuche“ dar. Bei entsprechenden theoretischen Untersuchungen sind die traglastvermindernden Einflüsse nach Theorie II. Ordnung infolge Vorspannkraft nicht umfassend geklärt worden.

Bisherige Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkswänden unter Scheibenschubbeanspruchung lieferten keine systematischen Auswertungsergebnisse. Ein Bemessungsmodell, das die Scheibenschubtragfähigkeit bestimmende Spannungsverteilung innerhalb einer vorgespannten Mauerwerkswand wirklichkeitsnah beschreibt, liegt nicht vor.

Systematische Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung in Wandebene und zur Lastausbreitung der Vorspannung in Mauerwerkswänden stehen noch aus.

Das Ziel dieser Arbeit besteht daher darin, die genannten Problemstellungen eingehend zu analysieren. Es soll ein Ingenieurmodell entwickelt werden, mit welchem die Tragfähigkeit ohne Verbund vorgespannter Mauerwerkswände aus Kalksandsteinen unter den Einwirkungen aus Spannkrafteinleitung, Biegedruckbeanspruchung sowie Querkraftbeanspruchung in Wandebene möglichst wirklichkeitsnah bestimmt werden kann.

1.2 Überblick

Zuerst gibt Abschnitt 2 eine Übersicht über den Stand des Wissens zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände, die bestehenden Konstruktionsmerkmale sowie über Spannverfahren zur Vorspannung von neu herzustellenden Mauerwerkswänden. Die Veröffentlichungen zur Konsolidierung von historischem Mauerwerk werden einbezogen, wenn ihre Inhalte Vergleichsgrößen liefern oder einen direkten Bezug zum Tragverhalten der vorgespannten neu herzustellenden Mauerwerkswände herstellen lassen.

In Abschnitt 3 wird ein Ingenieurmodell zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände in Modulform aufgestellt. Die Einzelmodule dieses Ingenieurmodells geben die Teilaufgaben vor, die zur Beurteilung der Tragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkswänden zu behandeln sind. Konstruktionsmerkmale für neu herzustellende vorgespannte Mauerwerkswände werden ebenfalls in diesem Abschnitt dargestellt.

In Abschnitt 4 werden Informationen über die Werkstoffeigenschaften der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Mauersteine, Mauermörtel, Mauerwerk sowie Spannstahl aufgeführt und die hier zugrunde gelegten Werkstoffgesetze von unbewehrtem Mauerwerk und zum Spannstahlverhalten abgebildet. Sie bilden die materialbezogenen Ausgangsdaten für das Ingenieurmodell.

Abschnitt 5 stellt eigene, im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Versuche und ausgewählte, am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig und an der Hochschule Ostwestfalen-Lippe, durchgeführte experimentelle Untersuchungen vor, die das Tragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände aus Kalksandsteinen unter Einzellasten, Biegedruckbeanspruchung sowie unter Querkraftbeanspruchung in Wandebene analysieren.

Abschnitt 6 enthält die analytischen Grundlagen der Traglastanalysen unbewehrter Mauerwerkswände, die für neu zu entwickelnde Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände benötigt werden.

Abschnitt 7 enthält nicht lineare FE-Analysen, die bisher theoretisch ermittelte oder im Experiment erhaltene Ergebnisse zum Tragverhalten biegebeanspruchter oder in Wandebene querkraftbeanspruchter vorgespannten Mauerwerkswände ergänzen.

In Abschnitt 8 werden vereinfachte Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände auf der Grundlage der in den Abschnitten 4, 5, 6 und 7 erhaltenen Erkenntnisse vorgestellt und anhand von Versuchsergebnissen sowie einem Praxisbeispiel verifiziert.

Abschnitt 9 enthält die Zusammenfassung dieser Arbeit sowie einen Ausblick.

2 Stand des Wissens zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände

2.1 Vorbemerkungen

Der überwiegende Teil der Literatur bezieht sich auf die Vorspannung von neu erstelltem Mauerwerk. Die Veröffentlichungen zur Konsolidierung von historischem Mauerwerk sowie zur altbauspezifischen Forschung werden hier herangezogen, wenn Vergleichsgrößen geliefert werden oder sich ein direkter Bezug zum Tragverhalten von neu hergestelltem vorgespanntem Mauerwerk herstellen lässt.

Regelwerke für unbewehrtes Mauerwerk werden hier zitiert, wenn ihre Inhalte für die Beurteilung der Tragfähigkeit der vorgespannten Mauerwerkswände aus Kalksand-Plansteinen nutzbar sind.

2.2 Einsatz von vorgespanntem Mauerwerk

2.2.1 Konsolidierung von historischem Mauerwerk durch Vorspannung

Zur Konsolidierung von historischem Mauerwerk wird die nachträgliche Vorspannung angewendet, wenn eine Injektion und Vernadelung nicht im gewünschten Umfang zur Behebung rissbedingter Schäden in historischem Mauerwerk ausreichen.

Ursachen für Schädigungen bzw. Instandsetzungsmaßnahmen von historischem Mauerwerk liegen in Einflüssen aus dem Baugrund, unzureichender Gründung, Konstruktionsfehlern, Alterung von Baustoffen, Naturkatastrophen oder in der Nutzungsänderung und damit erforderlichen Verstärkung der Konstruktion. Die Vorspannung wird nachträglich eingesetzt, um gerissene Mauerwerkswände dauerhaft zu sichern, wieder zusammenzufügen und um weiterer Rissbildung entgegenzuwirken. Dabei lässt sich der Kraftfluss in alten Mauerwerkskonstruktionen korrigieren bzw. umlenken, so dass vorgespanntes Mauerwerk die Einwirkungen aus äußeren Lasten und verformungsbedingten Zwängungen sicher übertragen kann.

Eine Zusammenstellung bis 1980 erhaltener Forschungsergebnisse zur Konsolidierung historischen Mauerwerks findet sich bei *Haller*, s. [Ha. 1].

Haller gibt in [Ha. 1] wertvolle Hinweise zur Verankerung von Spanngliedern, zur lokalen Einleitung der Spannkkräfte sowie zu ihrer Druckausbreitung im verfüllten Mauerwerksgefüge. Diese werden im folgendem zusammengefasst.

Für die Endverankerung der Spannglieder im historischen Mauerwerk wurden Ankerkörper aus Stahlbeton oder Baustahl eingesetzt, s. Bild 2.1.

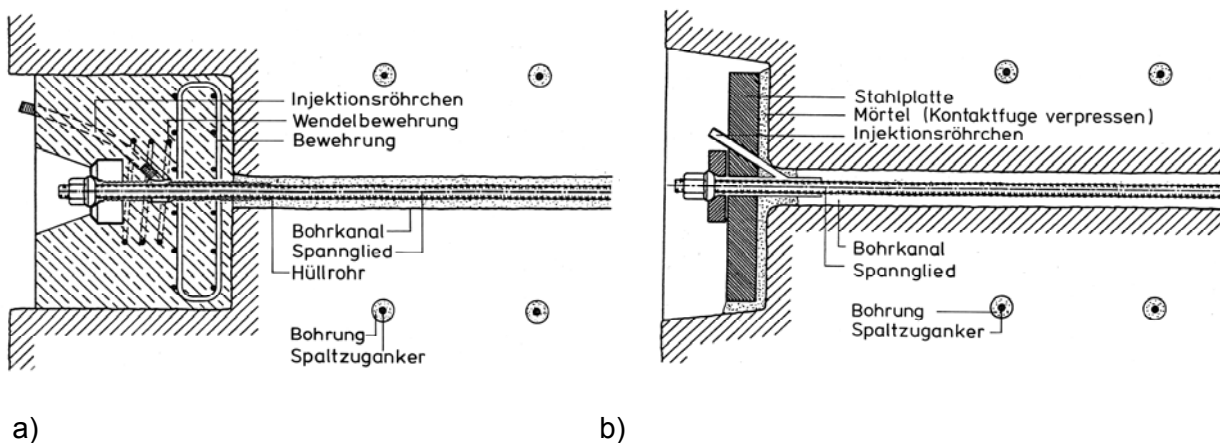


Bild 2.1: a) Ankerkörper aus Stahlbeton b) Ankerkörper aus Baustahl [Ha.1], [Gu. 2]

Die in Bild 2.1 a) abgebildete Ankerplatte aus Stahlbeton gewährleistet einen hohen Korrosionsschutz und ermöglicht das Nachspannen nicht injizierter Spannglieder. Die Anpassungsfähigkeit dieser Endverankerung an bestehende Wandgeometrien ist besonders hervorzuheben, s. [Ha. 1].

Im Vergleich zu Endverankerungen aus Stahlbeton sind mit Ankerplatten aus Baustahl (Bild 2.1 b)) bauteilschonendere Abmessungen der Verankerungsnischen herstellbar. Die Lagesicherung der Ankerplatten erfolgt durch Ankermuttern, die auf die Spannglieder aufgeschraubt werden. Zur Sicherstellung einer flächigen Spannkrafteinleitung wird die Fuge im Bereich der Kontaktfläche zwischen Ankerplatte und Mauerwerk mit Zementleim injiziert. Spannglieder können bei Endverankerungen aus nichtrostendem Baustahl nachgespannt werden, da hierbei das Einbetonieren der gesamten Verankerung aus Korrosionsschutzgründen entfallen kann, s. [Ha. 1]. *Haller* hat die lokale Einleitung der Vorspannkraft und ihre Druckausbreitung im Mauerwerk parallel zur Lagerfuge experimentell untersucht. Die Untersuchungsergebnisse an zentrisch belasteten Mauerwerkskörpern zeigen, dass die Druckausbreitung einer Teilflächenlast F weiträumiger erfolgt als bei sonst üblicher Annahme einer Druckausbreitung unter 60° . Nach *Haller* [Ha. 1] kann die hinter den Ankerplatten entstehende Teilflächenspannung $p_T = F/(a \cdot c)$ wie folgt begrenzt werden:

$$\text{zul } p_T = p_{T0} \cdot \left(1,75 - 0,75 \cdot \frac{c}{t} \right) \leq 1,5 \cdot p_{T0} \quad (2.1)$$

mit

p_{T0} Grundwert der zulässigen Druckspannung nach Tab. 4, DIN 1053-1:1996, s. [N 2],

c Breite der Teilfläche,

t Wanddicke,

a Höhe der Teilfläche.

Neben Druckspannungen treten in den Bereichen der Einleitungszone der Vorspannkraft wegen des gekrümmten Verlaufs der Drucktrajektorien auch Spaltzugspannungen und Randzugspannungen rechtwinklig zur Wirkungslinie der Vorspannkraft auf, s. [Gu. 2].

Bei der Beschreibung dieser Spannungszustände in der Einleitungszone wendete *Haller* die Formelansätze von Heft 240 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) [Gr. 1] an, die für Teilflächenbeanspruchungen von Stahlbeton- oder Spannbetontragwerken unter der Voraussetzung eines linear-elastischen, isotropen Materials entwickelt wurden, s. Bild 2.2.

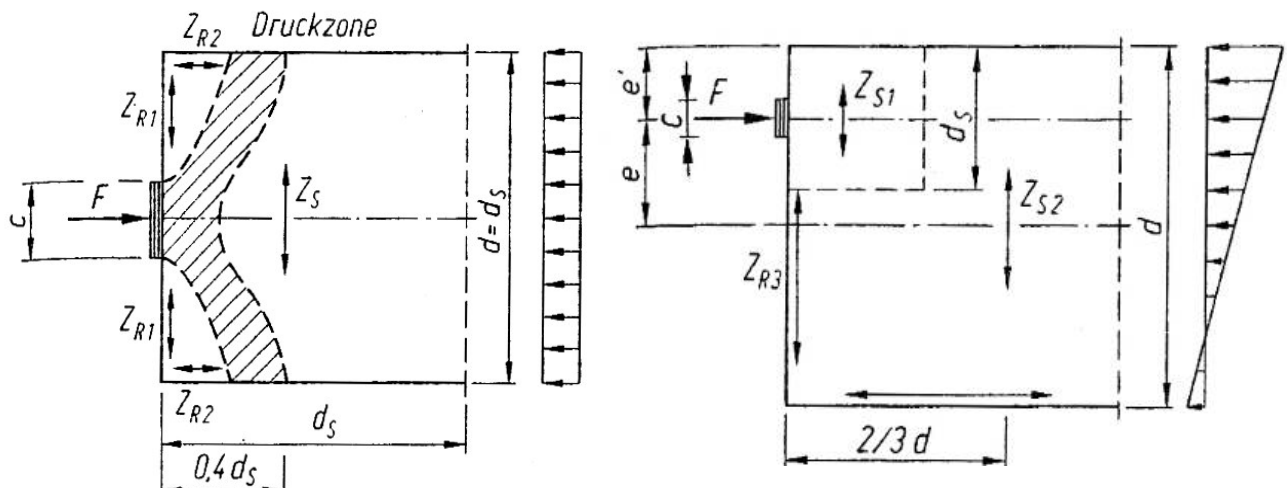


Bild 2.2: Spaltzug- und Randzugkräfte Z_s und Z_R in der Einleitungszone zentrisch oder exzentrisch wirkender Vorspannkraft [Ha. 1]

Die resultierenden Spaltzugkräfte Z_s bzw. Z_{s1} und Randzugkräfte Z_R von Bild 2.2 ergeben sich in der Einleitungszone zu:

$$Z_s \text{ bzw. } Z_{s1} = 0,25 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{c}{d_s}\right) \quad (2.2)$$

$$Z_{R1} \approx 0,015 \cdot F \quad (2.3)$$

$$Z_{R1} \approx 0,010 \cdot F \quad (2.4)$$

$$Z_{R3} = F \cdot \left(\frac{e}{d} - \frac{1}{6}\right) \quad (2.5)$$

mit

F Druckkraft,

d_s Breite der Verteilungsfläche (bei exzentrisch angreifende Druckkraft: $d_s = 2 \cdot e'$),

e' Randabstand der Druckkraft,

e Exzentrizität der Druckkraft.

Ein weiterer Bearbeitungsschwerpunkt von *Haller* war das Langzeitverhalten der Spannstähle in historischem Mauerwerk. Die Messergebnisse zeigten, dass Einflüsse jahreszeitlicher Temperaturschwankungen auf die Spannkraft vernachlässigt werden können. Für die Berechnung von Spannkraftverlusten infolge Kriechen können bei Vorspannung parallel zur Lagerfuge Kriechzahlen φ_{∞} im Wertebereich von 1,1 bis 2,6 bei $E_{II} = 1000 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden, s. Anlage 8.2, [Ha. 1].

Setzungen, Bauwerksbewegungen und Erschütterungen können zusätzlich Spannkraftverluste aus plötzlich auftretenden plastischen Verformungen des Bauwerks hervorrufen. Daher empfiehlt *Haller* Arbeiten an Unterfangungen, Ausschachtungen o.ä. abzuschließen bevor mit dem Anspannen der Spannglieder und mit dem Injizieren der Bohrkanäle begonnen wird.

Im Rahmen der Forschungsarbeiten des Sonderforschungsbereichs 315, „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Bauefüge, Konstruktionen, Werkstoffe“, an der Universität Karlsruhe wurden weiterführende Sicherungsmaßnahmen von historischem Mauerwerk durch Vorspannung systematisch untersucht. Ableitend aus diesen Untersuchungsergebnissen gibt *Wenzel* in [We. 3] folgende Hinweise zum Stabilitätsnachweis von vorgespannten historischen Mauerwerkswänden an.

Für schlanke Tragglieder und Scheiben schließt er das Knicken infolge zentrischer Vorspannung im Verbund aus, da sich dabei das Bauteil gegen das angespannte Spannglied „abstützt“, s. [We. 3]. Allerdings empfehlen *Wenzel* und *Leonhardt* bei der Bemessung von Druckgliedern die Reduzierung der zulässigen Knickspannung um den Betrag der Mauerwerksspannung aus Vorspannung, s. [We. 3], [Le. 2].

Nach dem Ansatz von *Wenzel* [We. 3] sind Normalkräfte aus Vorspannung sowie aus äußeren Lasten und Eigengewicht getrennt zu betrachten, s. Gl. (2.6):

$$\sigma = \sigma_p + \frac{\sigma_q \cdot \sigma_0}{\sigma_{\lambda}} \leq \sigma_0 \quad (2.6)$$

mit

σ_p Druckspannung infolge Vorspannung,

σ_q Druckspannung infolge äußerer Last und Eigengewicht,

σ_0 Grundwert der zulässigen Druckspannung nach Tab. 4 oder 14, DIN 1053-1:1996, s. [N 2],

σ_{λ} zulässige Druckspannung in Abhängigkeit von Schlankheit λ nach DIN 1053-1:1996, s. [N 2].

Vorspannkkräfte sind bei externer Vorspannung und bei Vorspannung ohne Verbund mit weiten Spanngliedern wie äußere Lasten zu erfassen und in voller Höhe in die Berechnung nach Theorie II. Ordnung einzurechnen, s. [We. 3].

Wenzel fordert in [We. 4], dass nur bauaufsichtlich zugelassene Spannstähle zur Sicherung von historischem Mauerwerk verwendet werden dürfen. Meist werden aus verarbeitungstechnischen Gründen robuste stabförmige Spannglieder mit durchgehend aufgewalzten Gewinderippen, Stahlgüte St 885/1080 oder St 835/1030, bevorzugt. Litzen und Drähte der Stahlgüte bis St 1570/1770 sind nur in Spezialfällen nutzbar. Die punktuelle Einleitung mit diesen Spannstählen erreichbaren hohen Vorspannkräfte ist angesichts der vergleichsweise geringen Tragfähigkeit des historischen Mauerwerks nicht zweckmäßig, s. [We. 4].

Bei der Vorspannung ohne Verbund wird der Korrosionsschutz der Spannglieder durch werkmäßig aufgetragenen Korrosionsschutzmaterialien hergestellt. Bei der Vorspannung mit nachträglichem Verbund gewährleistet in die Bohrlöcher injizierter Einpressmörtel außer dem Korrosionsschutz nach DIN EN 445:2008 [N 4] eine schubfeste Verbindung von Mauerwerk und Spannglied. Wenzel et al. weisen darauf hin, dass aufgrund von Unverträglichkeiten zwischen Einpressmörtel und gipshaltigen Mauersteinen oder Gipsmörtel in historischem Mauerwerk Ettringitbildung auftreten kann, s. [We. 4], [Ul. 1, 2], [Ma. 17, 18].

Zur Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkswänden enthalten Veröffentlichungen zur Konsolidierung von historischem Mauerwerk keine Angaben.

2.2.2 Vorspannung von neu herzustellenden Mauerwerkswänden

Anders als bei historischem Mauerwerk sind beim Ingenieurmauerwerk die Materialeigenschaften bekannt, so dass sich Querschnitte durch Vorspannung zielgerichtet optimieren lassen. Durch Vorspannung kann hier das Trag- und Verformungsverhalten von Mauerwerkswänden gezielt erhöht werden. Seit ca. 1960 wird vorgespanntes Ingenieurmauerwerk in Großbritannien eingesetzt. Bemessungsvorschriften enthält die BS 5628-2:2005, s. [N 1]. Inzwischen liegen Erfahrungen mit vorgespanntem Mauerwerk aus Beton-Hohlblocksteinen bzw. Betonblocksteinen mit großen Kammern auch in anderen Ländern, wie beispielsweise der Schweiz, den USA, Kanada, Neuseeland und Australien vor.

Im Folgenden werden die in den o.g. Ländern eingesetzten Spannverfahren sowie ihre Konstruktionsmerkmale vorgestellt.

2.2.2.1 Spannverfahren und Konstruktionsmerkmale

Die technischen Voraussetzungen des Vorspannens von Mauerwerkswänden wurden aus dem Spannbetonbau abgeleitet. Curtin et al. berichten in [Cu. 3] ausführlich über anfänglich angewendete Vorspannungstechniken zur Herstellung der Mauerwerkswände in Großbritannien.

Das Bild 2.3 stellt beispielhaft eine vorgespannte Kragwand dar, die zur Herstellung von Stützmauern und hohen Giebelwänden in Großbritannien eingesetzt wird.

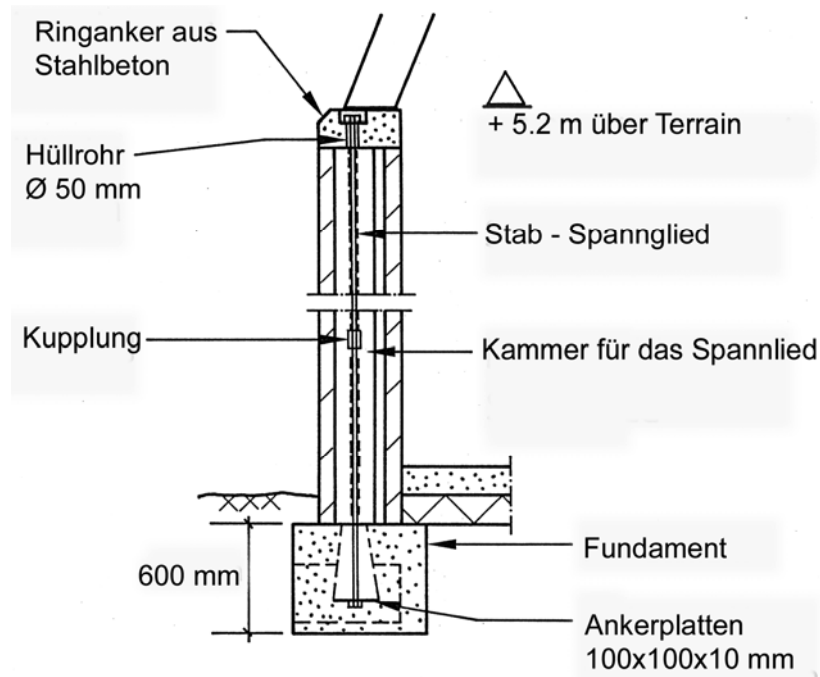


Bild 2.3: Vorgespannte Kragwand in Großbritannien [Th. 1], [Gu. 2]

Zur Unterbringung der Spannglieder werden Mauersteine mit großen Lochkanälen verwendet oder Hohlblocksteine mit großen Kammern entsprechend Bild 2.4 eingesetzt.

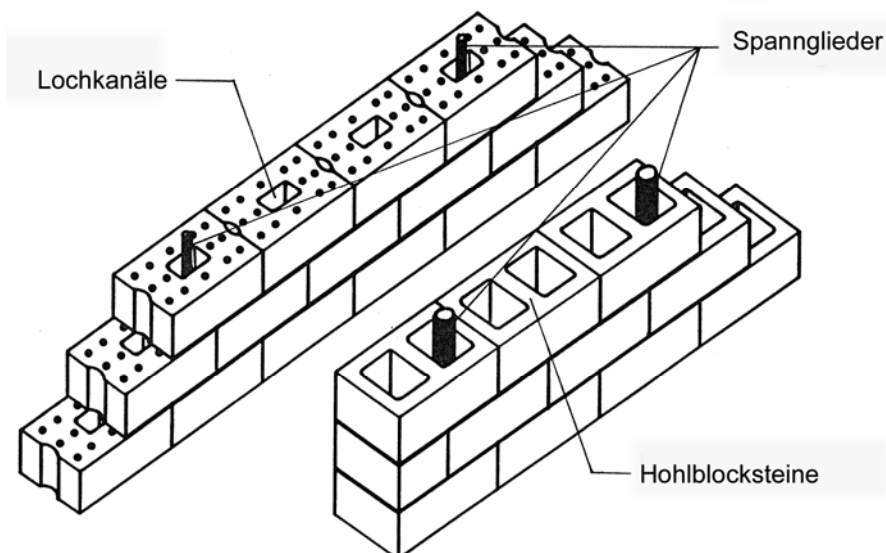


Bild 2.4: Anordnung von Spanngliedern im Mauerwerk [Th. 1], [Gu. 2], [Bu. 6]

Das in Großbritannien entwickelte Spannverfahren "Macalloy Bar System" [Ma. 1, 2] ist in der Prinzipskizze von Bild 2.5 abgebildet.

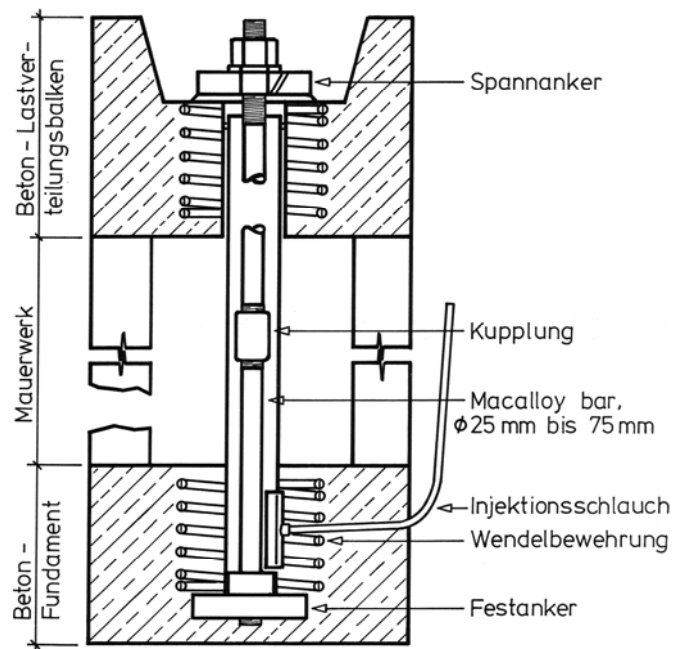


Bild 2.5: Spannverfahren "Macalloy Bar System" [Ma. 1, 2], [Gu. 2], [Bu. 6]

Curtin et al. geben in [Cu. 3] einen Überblick über Berechnungsverfahren sowie über werkstoffspezifische Voraussetzungen für vorgespanntes Mauerwerk. Danach sollen nur hochfeste Mauersteine (Rohdichte $\geq 1,2 \text{ kg/dm}^3$, Druckfestigkeit $\geq 36 \text{ N/mm}^2$) eingesetzt werden. Mauermörtel sind hinsichtlich ihrer Festigkeit mit Normalmörtel der Gruppen III und III a, DIN 1053-100:2007 [N 3] vergleichbar. Bei diesem Spannverfahren werden als Spannglieder stabförmige Spannstäbe ($\varnothing 25$ bis 75 mm , St 835/1030 bis St 1325/1470) mit beidseitig durchgängig aufgewalzten Gewinderippen verwendet, s. [Ma. 1,2]. Der Korrosionsschutz der Spannglieder erfolgt bei der Vorspannung ohne Verbund durch einen Schutzanstrich oder durch Verwendung von nichtrostendem Spannstahl, s. [Cu. 3]. Um Maßabweichungen in der Spanngliederführung bei diesem Spannverfahren zu vermeiden, ist während des Einbaus des Festankers und des ersten Spanngliederabschnittes besondere Sorgfalt notwendig, s. [Gu. 2].

Höhere Vorspannkräfte können mittels hydraulischer Spannpressen aufgebracht werden. Typische Anwendungsbeispiele sind Stauwände und Tanks, wo hohe äußere Lasten und Biegemomente auftreten, s. [Fo. 1].

Für das Aufbringen geringer Vorspannkräfte werden alternativ auch Drehmomentenschlüssel verwendet, s. [Ma. 2]. Mögliche Anwendungsbeispiele für derartig aufgebrachte Vorspannkräfte sind freistehende Wände mit Wind- oder Erddruck sowie Hohlkastensäulen, bei denen die Vorspannung die Dachkonstruktion gegen Windsog sichern soll. Die Aufnahme von Spaltzugkräften im Einleitungsbereich ist durch zusätzliche schlaufförmige Bewehrung sicher zu stellen, s. Bild 2.5.

In den USA wird das von der Firma Dur-O-Wal entwickelte Spanungsverfahren „Sure-Stress“ verwendet. Das Bild 2.6 zeigt den Aufbau des Spanngliedes, die Spanngliedverankerung sowie die Anordnung der Spannglieder im Mauerwerk.

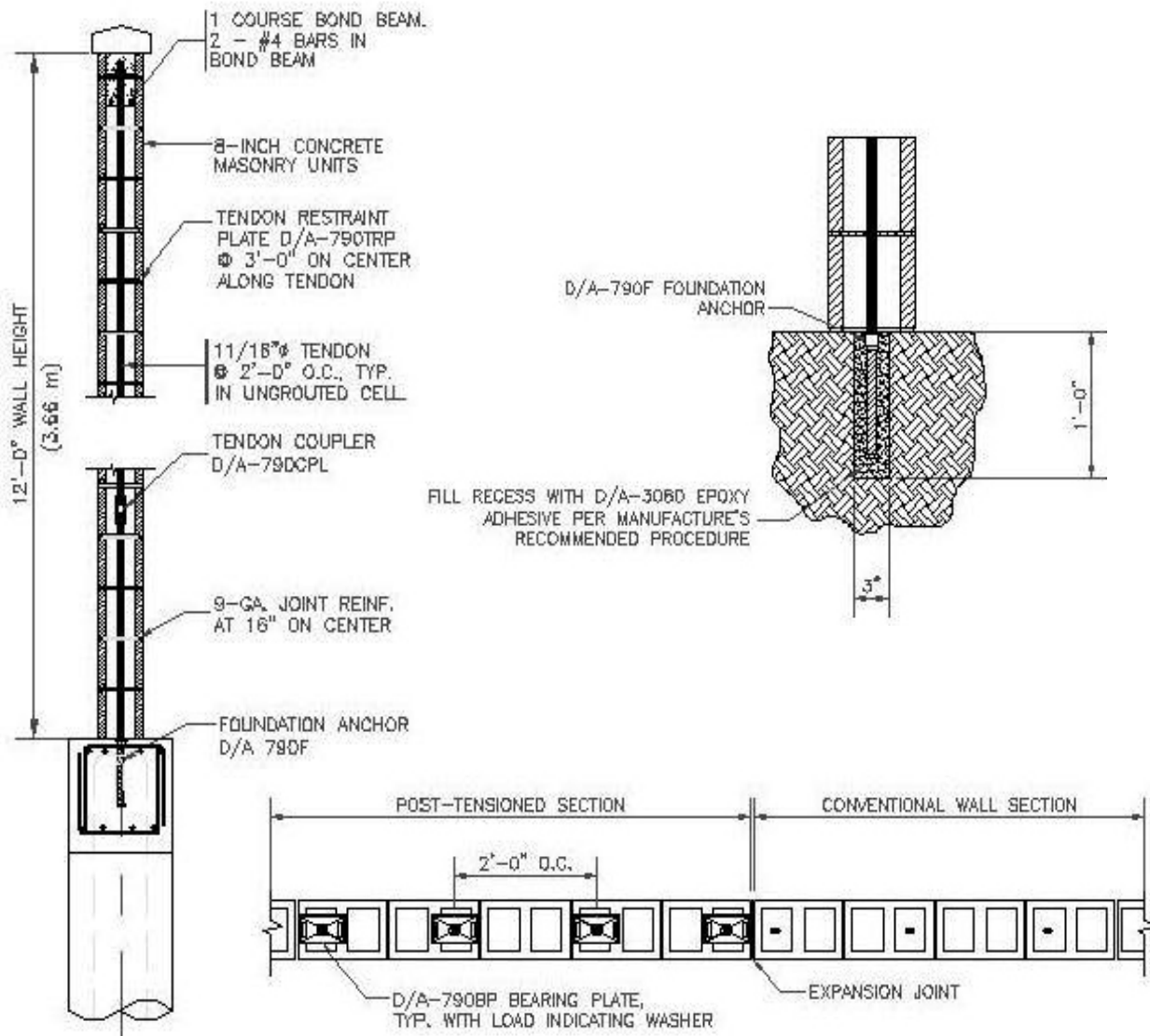


Bild 2.6: Spanverfahren „Sure-Stress“ der Firma Dur-O-Wal [Wo.1]

Als Spannglieder werden stabförmige Spannstäbe (z.B.: $\varnothing 11/16"$, Stahlgüte St 690/840) eingesetzt. Für den Einbau der Spannglieder werden nur hochfeste Beton-Blocksteine mit großen Kammern verwendet, s. [Wo.1], [Du. 1]. Übrige Konstruktionsmerkmale sind identisch mit denen des Spanverfahrens „Macalloy Bar System“. Bei der Vorspannung ohne Verbund wird der Korrosionsschutz der Spannglieder durch Feuerverzinkung hergestellt, s. [Du. 1].

Biggs berichtet über die praktischen Anwendungen dieses Spanverfahrens in den USA. Typische Anwendungsbeispiele sind Fassadenwände der Parkhäuser im Südwesten der USA, wo hohe Windlasten auftreten, s. [Bi. 1].

In der Schweiz entwickelte die Firma VSL- Losinger das Spannverfahren „VSL/ Premur“ mit vertikalen Spanngliedern ohne Verbund, s. Bild 2.7.

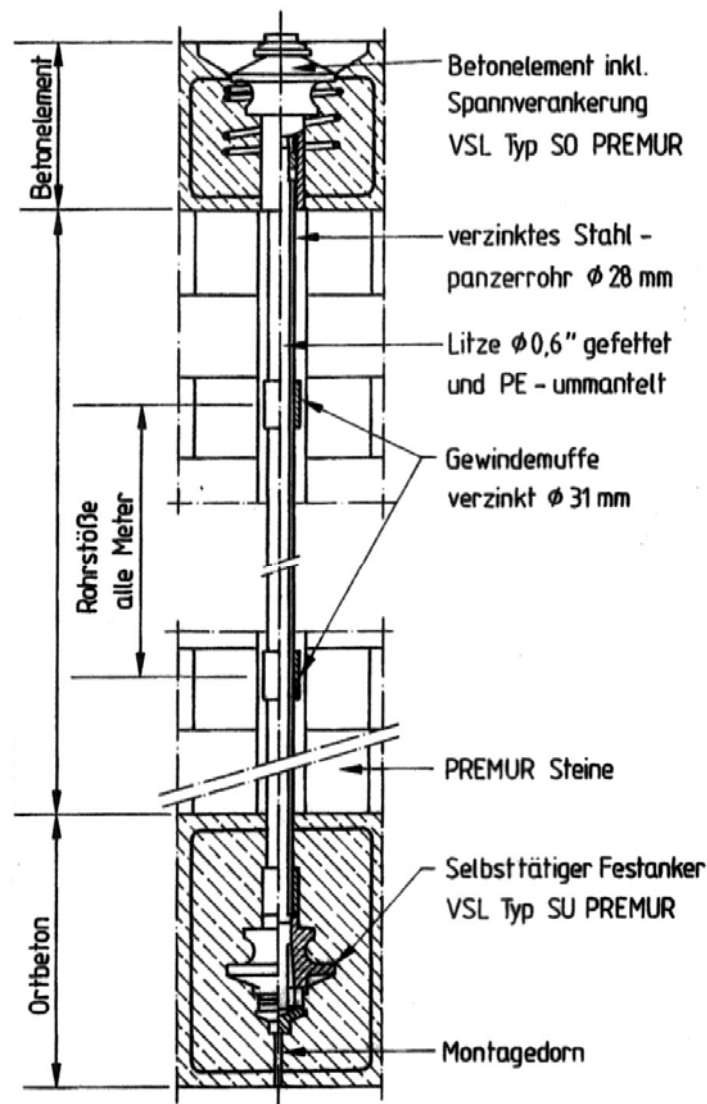


Bild 2.7: Spannverfahren „VSL/ Premur“ [Ga. 4], [Gu. 2], [Bu. 7]

Beim Spannverfahren „VSL/Premur“ wird zuerst der Festanker in das Fundament einbetoniert. Anschließend werden verzinkte Stahlrohre als Hüllrohre (Ø 28 mm, Wanddicke 1,5 mm), die aus ein Meter langen Stücken mittels Gewindemuffen zusammengesetzt werden, aufgesetzt, s. [Gu. 2], [Bu. 7]. Zur Unterbringung der Spannglieder werden nach Ganz [Ga. 4] „Premur“-Mauersteine mit großen Lochkanälen verwendet. Der Spannanker kann in einem Fertigteil auf der Wandkrone aufgesetzt oder beim Herstellen der raumabschließenden Betondecke eingegossen werden. Bei diesem Spannverfahren werden als Spannglieder 7-drahtige Monolitzen (Ø 0,6", St 1570/1770) verwendet. Der Korrosionsschutz der Spannglieder besteht aus Korrosionsschutzfett und einer Polyethylen-Ummantelung (PE-Ummantelung), s. [Gu. 2], [Bu. 7]. Alternativ werden auch Spannglieder aus Glasfasern, Kohlenstofffasern, Aramidfasern, oder Borfasern eingesetzt. Ihre breite Anwendung scheitert aber oft an zu hohen Kosten, s. [Ma. 15].

Die Spannlitze wird nach Fertigstellung der Wand durch den Spannanker und das Hüllrohr hindurch in den Festanker eingeschoben. Diese verankert sich dort in federnd gelagerten Spannklemmen selbsttätig. Für das Aufbringen der Vorspannkkräfte werden nach ausreichender Erhärtung des Mauermörtels der Wand hydraulische Spannpressen eingesetzt, s. [Ga. 4], [Gu. 2], [Bu. 7]. Bild 2.8 zeigt eine Brandwand der Papierfabrik in Regensdorf, die als vorgespannte Mauerwerkswand mit diesem Spannverfahren errichtet wurde.

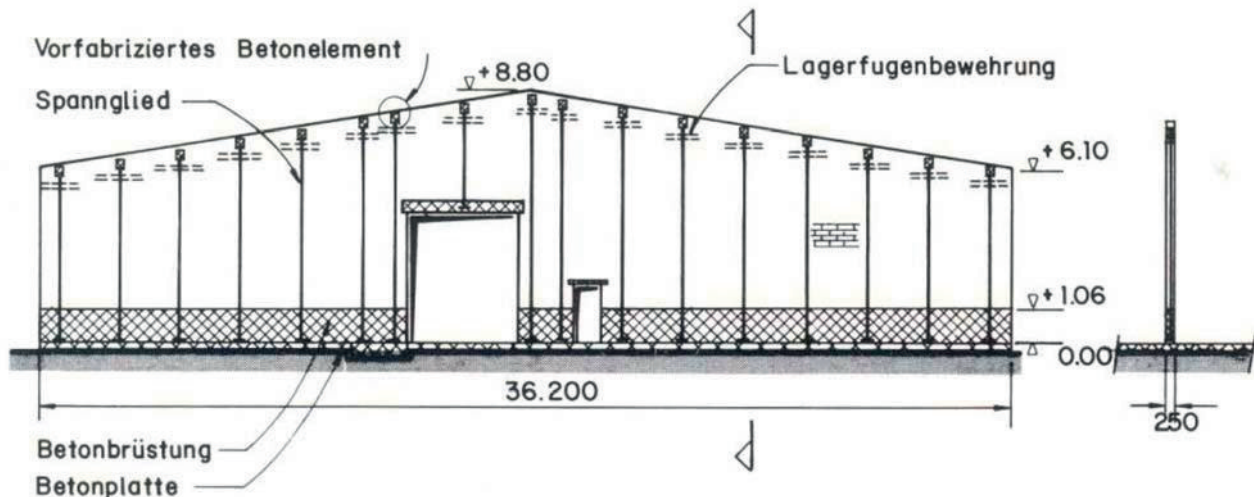


Bild 2.8: Vorgespannte Mauerwerkswand, Papierfabrik, Regensdorf, Schweiz [Ga. 4]

Lissel berichtet in [Li. 2] über den Einsatz dieser Spanntechnik in Australien, Nordamerika und England. In Deutschland wurde dieses Spannverfahren bereits für die zweischaligen vorgespannten Außenwände des 1998 errichteten Museums für Verkehr und Technik in Berlin eingesetzt, s. [Gu. 2].

Zur Aussteifung des 2004 erbauten Hallengebäudes der Materialprüfanstalt (MPA) Braunschweig sind vorgespannte Mauerwerkswandtafeln aus Kalksandsteinen zum Einsatz gekommen. Geschosshohe Wandtafeln wurden in Dünn- und Normalbettmörtelverfahren werkseitig gefertigt. Nach Lieferung auf die Baustelle wurden die Wandtafeln vor Ort vorgespannt. Als Spannverfahren wurde das bauaufsichtlich zugelassene Spannverfahren mit Monolitzen der Firma SUSPA/DSI angewendet, s. [Su. 1], [N 19], [Bu. 5], [Gu. 15]. Die Konstruktionsmerkmale dieses Spannverfahrens sind vergleichbar mit denen des Spannverfahrens „VSL/Premur“. Eine detaillierte Darstellung dieser Mauerwerkswände geben *Budelmann et al.* und *Gunkler/Dashkhuu* in [Bu. 5] sowie in [Gu. 15] an.

Das Spannverfahren ohne Verbund ist bei neu herzustellenden Mauerwerkswänden besonders geeignet. Nicht zuletzt auch deshalb, weil der werkseitige Korrosionsschutz der Spannlitzen den Arbeitsaufwand auf den Baustellen wesentlich reduziert. Unter Anwendung dieses Spannverfahrens wurden die in dieser Arbeit behandelten vorgespannten Mauerwerkswände ohne Verbund aus Kalksand-Plansteinen hergestellt. In Abschnitt 3.2 werden die Konstruktionsmerkmale beschrieben.

Im nachfolgenden Abschnitt 2.2.2.2 werden die bisher vorliegenden Erkenntnisse über das Tragverhalten von neu hergestelltem vorgespanntem Mauerwerk aus künstlichen Mauersteinen vorgestellt. Dabei steht das Tragverhalten unter Biegedruck- und Scheibenschubbeanspruchung im Vordergrund der Betrachtungen.

2.2.2.2 Biegetragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände

Durch die Vorspannung kann die Tragfähigkeit rechtwinklig zur Wandebene biegendruckbeanspruchter Mauerwerkswände mit geringer Auflast erheblich erhöht werden. Der Einfluss der Vorspannung auf die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden ist aus den Interaktionsdiagrammen im Bild 2.9 ableitbar, in denen die Vorspannkraft P als zusätzliche äußere Normalkraft aufgefasst wird.

Bild 2.9 zeigt die Interaktionsdiagramme normierter Biegemomente und Normalkräfte im rechnerischen Bruchzustand für unterschiedliche Werkstoffgesetze. Die bezogene Normalkraft n_u in der Wandmitte ergibt sich aus der bezogenen äußeren Auflast n der Wand, einschließlich der bezogenen Vorspannung p . Durch die Vorspannkraft p kann das aufnehmbare Bruchmoment m_u bei Bruchschnittgrößenkombinationen unterhalb des Balance-Points der Interaktionslinie um den Betrag von $\Delta m_u(p)$ erhöht werden (Bild 2.9, gelbe Markierung), s. [Gu. 2, 15], [Bu. 10].

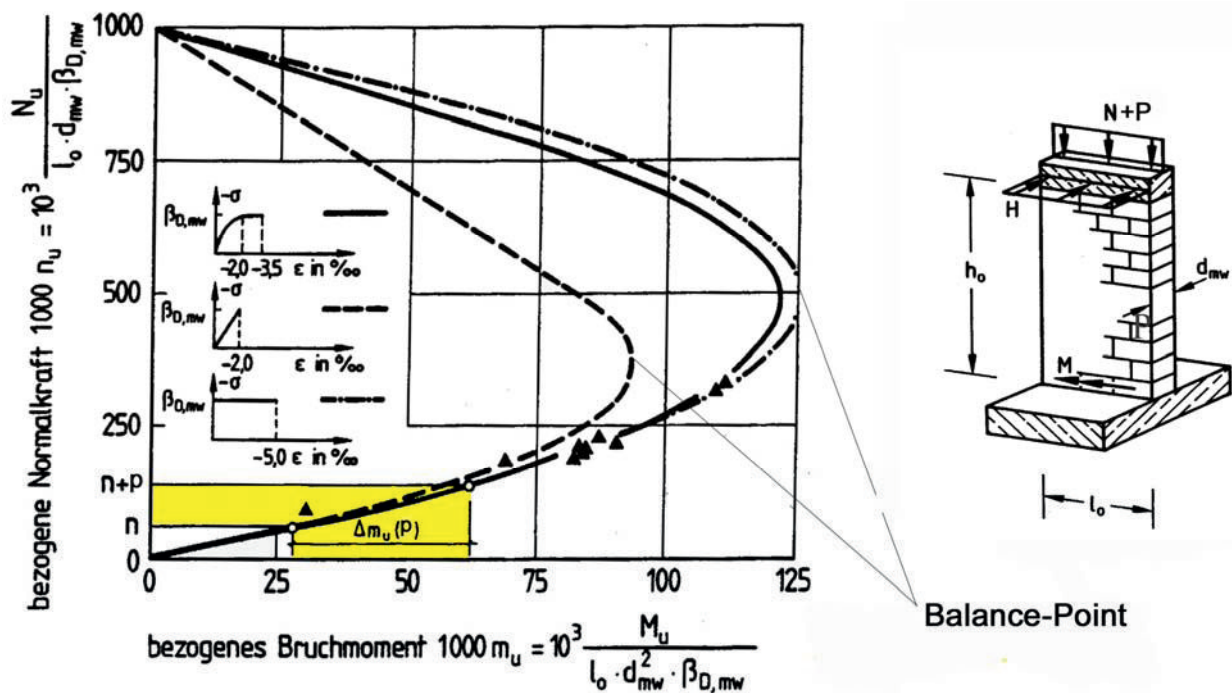


Bild 2.9: Interaktionsdiagramme normierter Biegemomente und Normalkräfte für Mauerwerk [Gu. 2, 15], [Bu. 10]

Die Höhe der maximalen Vorspannkraft ist für die Tragfähigkeit von biegendruckbeanspruchtem vorgespanntem Mauerwerk besonders von Bedeutung. Die Untersuchungsergebnisse von *Furler* [Fu. 1, 2], *Schwartz* [Sch. 26] sowie *Ganz* [Ga. 4] an unbewehrten Wänden zeigen, dass durch große Normalkräfte die Verformungsfähigkeit von Mauerwerkswänden beeinträchtigt wird und diese aufgrund der Überschreitung der Druckfestigkeit versagen. Andererseits entstehen bei Mauerwerkswänden mit geringer Normalkraft klaffende Risse und großen Verformungen. In experimentellen Untersuchungen von *Schwartz* [Sch. 26] wurde die Belastung in zwei Schritten

aufgebracht. Zunächst wurden Mauerwerkswände durch eine gleichmäßig wachsende zentrische Normalkraft beansprucht. Anschließend wurde unter konstanter Normalkraft N die Fußverdrehung ϑ durch Aufbringen eines Momentes sukzessiv bis zum Versagen gesteigert, s. Bild 2.10.

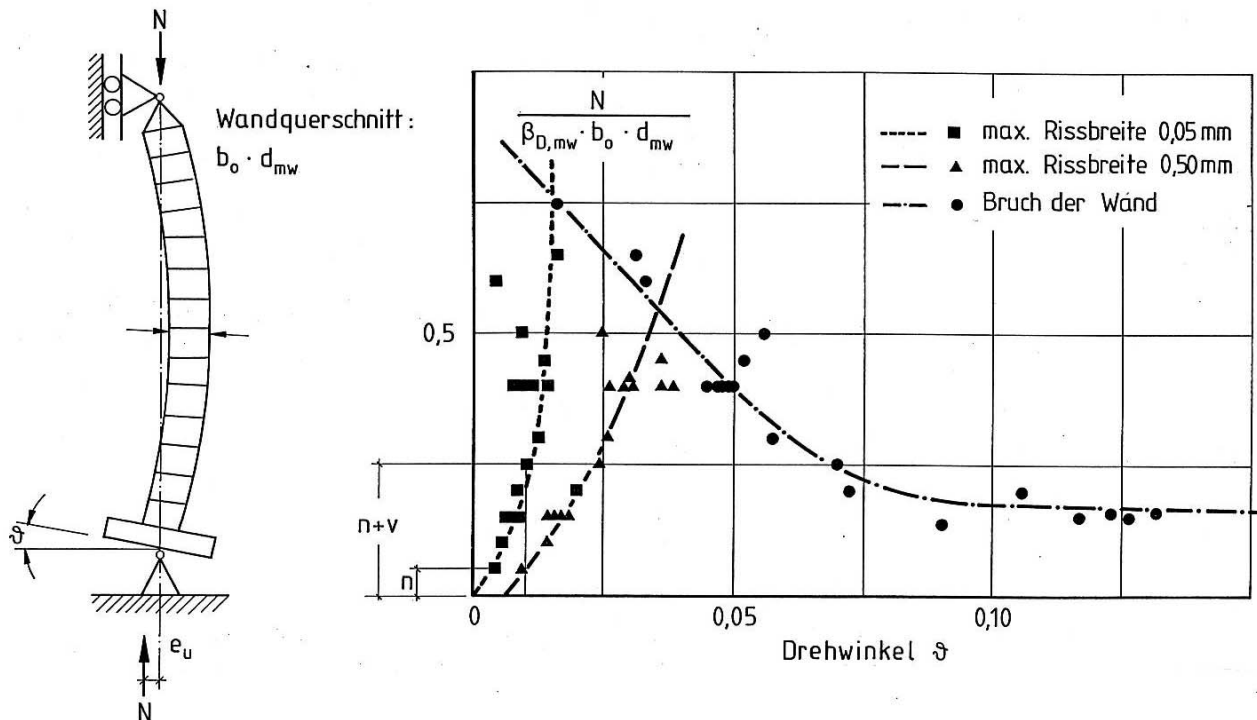


Bild 2.10: Einfluss der Vorspannkraft auf Verformung und Rissbildung von Mauerwerk [Th. 1], [Sch. 26], [Gu. 2]

Aufgrund der Untersuchungsergebnisse wird empfohlen, die Spannungen infolge Vorspannung, Eigengewicht sowie aus äußeren Lasten im Mauerwerk auf 25% der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge zu begrenzen, s. [Ga. 4]. Bis zu dieser Höchstgrenze der Normalkräfte war eine ausreichend große Rotationsfähigkeit zu beobachten.

Mojsilovic [Mo. 2] hat aufbauend auf den Erkenntnissen von *Furler* und *Schwartz* das Biegetragverhalten zentrisch vorgespannter Wände ohne Verbund aus Kalksand- und aus Ziegelsteinen untersucht. Bild 2.11 zeigt den Querschnitt einer vorgespannten Mauerwerkswand. Als Spannglieder wurden zwei Monolitzen ($\varnothing 0,6''$; St 1570/1770) pro Wand eingesetzt. Das verwendete Vorspannsystem war "VSL/PREMUR" der Firma VSL.

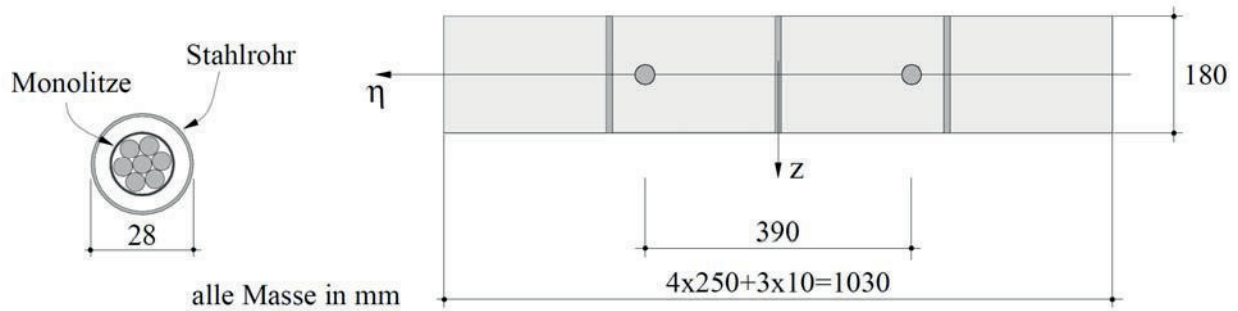


Bild 2.11: Querschnitt der Versuchswand [Mo. 2]

Die vorgespannten Wände wurden zunächst durch eine zentrische Normalkraft N beansprucht. Anschließend wurde die Fußverdrehung ϑ durch Aufbringen eines Momentes M_0 sukzessiv bis zum Versagen gesteigert. In Bild 2.12 sind das statische System sowie die berechneten und gemessenen Auslenkungen der Versuchswand B11 dargestellt.

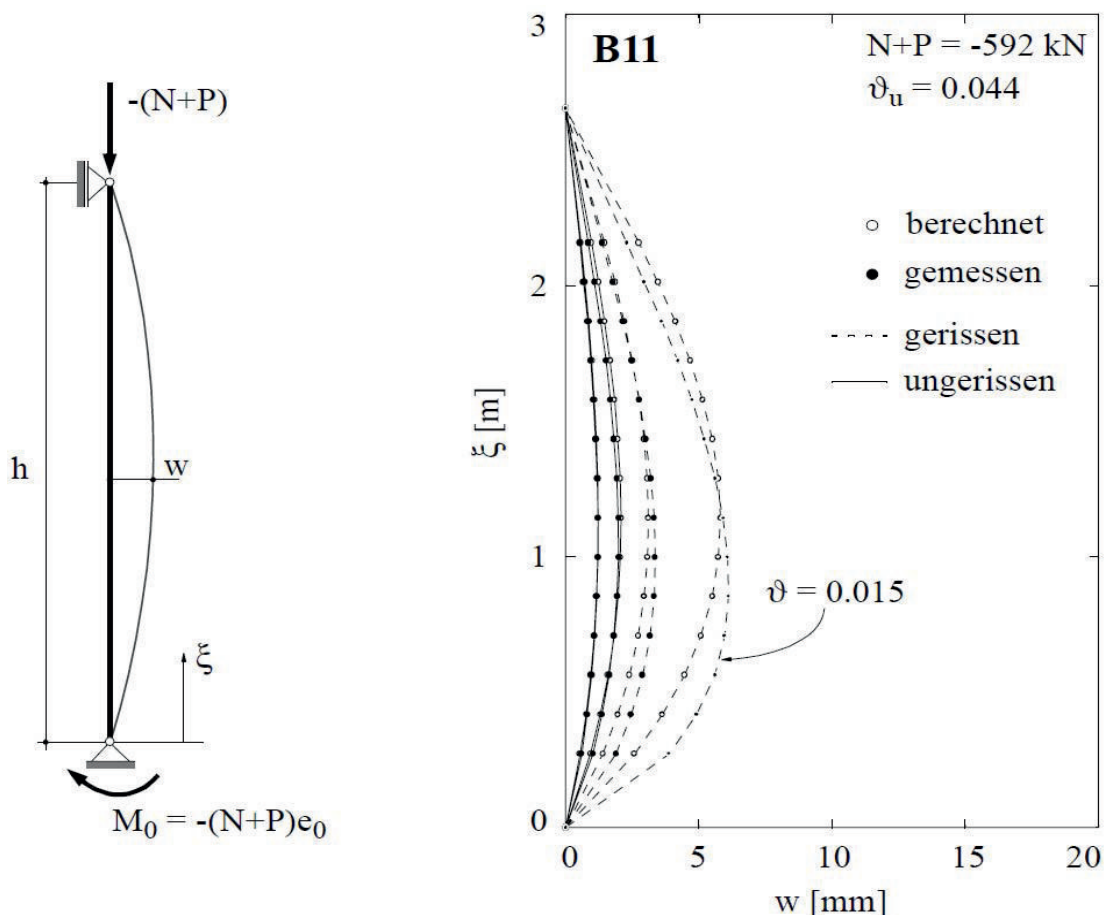


Bild 2.12: Tragwerkidealisierung und Auslenkungen der Versuchswand B11 [Mo. 2]

Die Auslenkungen der Wandachse w wurden nach Gleichung (2.7) unter Berücksichtigung der Effekte nach Theorie II. Ordnung und unter der Annahme einer linear-elastischen Momenten-Krümmungs-Beziehung rechnerisch ermittelt.

$$w = e_0 \cdot \left(1 + \frac{P}{N}\right) \cdot \left(\frac{\sin[k \cdot (h - \xi)]}{\sin(k \cdot h)} - 1 + \frac{\xi}{h}\right) \quad (2.7)$$

Daraus wird mit $\vartheta = dw/d\xi$ an der Stelle $\xi = 0$

$$e_0 = \frac{\vartheta}{\frac{1}{h} - k \cdot \cot(k \cdot h)} \quad (2.8)$$

Die Abweichung vom linear-elastischen Verhalten war durch die Anwendung der Sekantensteifigkeit, bei der Bestimmung von Koeffizient k , zu berücksichtigen.

$$k = \sqrt{\frac{N}{EI}} < \frac{\pi}{h} \quad (2.9)$$

Mojsilovic schließt Einflüsse nach Theorie II. Ordnung durch die Vorspannkraft P aus, da die mögliche Verschiebung der Spannglieder im Hüllrohr quer zur Wand minimal war. Wie aus Bild 2.12 erkennbar ist, wird eine gute Übereinstimmung berechneter Werte mit den gemessenen Auslenkungen im ungerissenen Zustand erzielt. Für die Berechnungen im gerissenen Zustand schlägt *Mojsilovic* ein feineres numerisches Modell, wie z. B. das Starrkörper-Feder-Modell, vor. Bei diesem Modell werden die Mörtelfugen als Federn mit einem nichtlinearen Stoffgesetz modelliert. Die Mauersteine werden als starre Körper unterstellt. Hiermit können alle Nichtlinearitäten in den Lagerfugen nach *Mojsilovic* erfasst werden, s. [Mo. 2]. Hierauf aufbauende Formelansätze liefert er nicht.

Falkner/Gunkler berichten in [Fa. 1] über die experimentelle Untersuchung an vorgespannten Mauerwerkswänden aus Kalksandsteinen unter Biegebeanspruchung senkrecht zur Wandebene. Bild 2.13 zeigt den Versuchsaufbau einer vorgespannten Mauerwerkswand (KS 20-1,6-3 DF, Mörtelgruppe III) sowie den Querschnitt der Versuchswand. Im Versuch wurde die Wand liegend auf Biegung geprüft.

Als Spannglieder wurden zwei Monolitzen ($\varnothing 0,6''$, St 1570/1770) eingesetzt. Für den Einbau der Spannglieder wurden KS-U-Schalen eingesetzt, s. Bild 2.13.

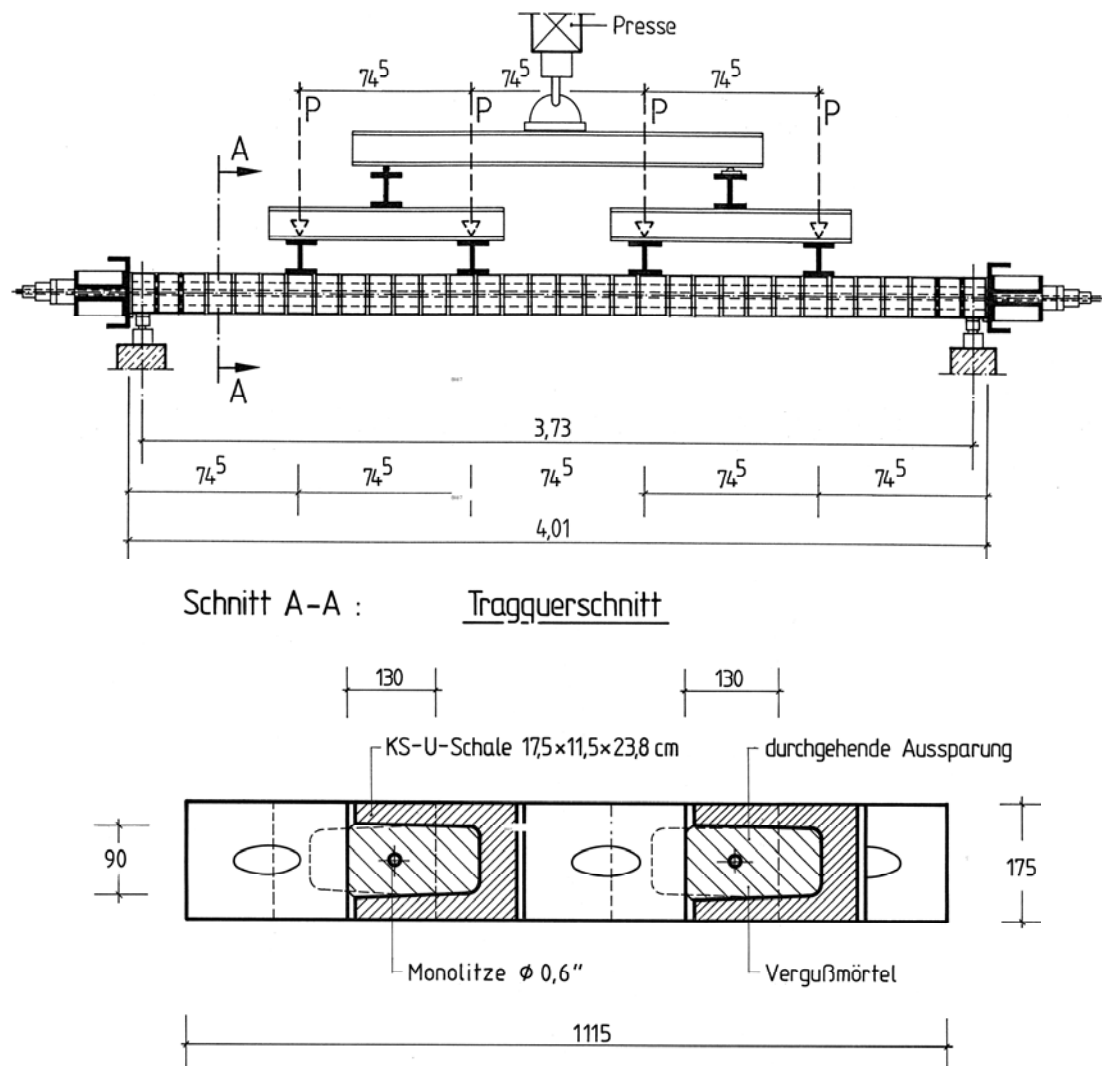


Bild 2.13: Versuchsaufbau Querschnitt der Versuchswand [Fa. 1]

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass sich im Gebrauchslastbereich eine gleichmäßige, parabelförmige Verformungsverteilung über die gesamte Wandhöhe einstellt. Entsprechend günstig verteilen sich die Risse auf viele Lagerfugen. Erst bei den hohen Biegebeanspruchungen nahe der Traglast konzentrierten sich die Verformungen im Bereich der maximalen Momentenbeanspruchung, s. [Fa. 1]. Die gemessenen Verformungen wurden in [Gu. 2] rechnerisch zuerst für den Gebrauchslastzustand nachvollzogen. Für die Ermittlung der rechnerischen Verformungswerte w wurde das Kraftgrößenverfahren unter Anwendung des Arbeitssatzes (Gl. 2.10) zu Grunde gelegt.

$$w = \int_0^{h_0} \overline{M} \cdot k \cdot dx \quad (2.10)$$

Die Krümmung über die Wandhöhe κ wurde nach dem Näherungsansatz von *Schwartz* [Sch. 26] unter Annahme eines parabelförmigen Krümmungsverlaufs errechnet:

$$\kappa \cdot \frac{h_E^2}{t} = 4,1 \cdot \tan\left(2,4 \cdot \frac{e}{t}\right) \cdot \left\{1 + \tan^2\left(2,4 \cdot \frac{e}{t}\right)\right\} \quad (2.11)$$

mit

Knicklänge:

$$h_E = \pi \cdot \sqrt{\frac{B}{N}} \quad (2.12)$$

Anfangsbiegesteifigkeit:

$$B = E \cdot I \cdot \sqrt{1 - \frac{N}{2 \cdot A \cdot f}} \quad (2.13)$$

wobei

E Ursprungsmodul,

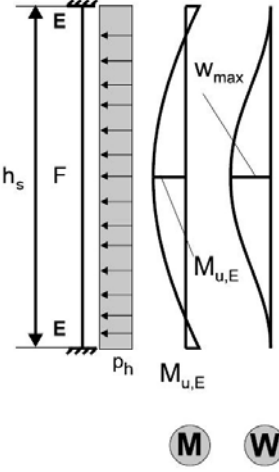
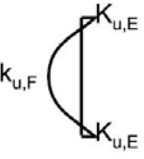
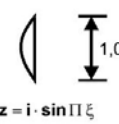
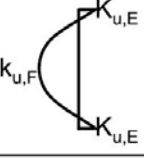
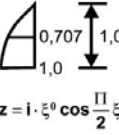
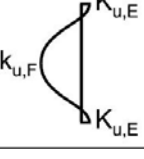
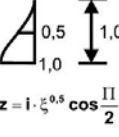
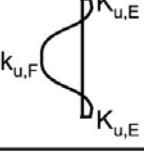
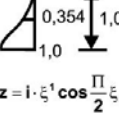
I Trägheitsmoment des Bruttowandquerschnittes A,

N Normalkraft,

e/t bezogene Exzentrizität, nach *Schwartz* $e/t \leq 3/8$, s. [Sch. 26].

Die experimentellen und rechnerischen Ergebnisse im Gebrauchslastbereich zeigen hier eine gute Übereinstimmung. Im gerissenen Zustand konnte die experimentell erreichte Wandverformung rechnerisch durch eine Sinusfunktion nach *Lohse* [Lo. 1] angenähert werden, s. Tabelle 2.1.

Tabelle 2.1: Formeln zur Berechnung der Wandverformung nach *Lohse* [Gu. 2]

	 $w_{\max} = \frac{h_s^2}{\Pi^2} \left[k_{u,F} + k_{u,E} \left(1 - \frac{\Pi^2}{8} \right) \right]$	 $z = i \cdot \sin \Pi \xi$
	 $w_{\max} = \frac{h_s^2}{\Pi^2} \left[k_{u,F} + k_{u,E} \left(1 - \frac{\Pi^2}{8} \right) \right]$	 $z = i \cdot \xi^0 \cos \frac{\Pi}{2} \xi$
	 $w_{\max} = \frac{h_s^2}{\Pi^2} 0,8668 \left[k_{u,F} + k_{u,E} \left(1 - \frac{\Pi^2}{9,93} \right) \right]$	 $z = i \cdot \xi^{0,8} \cos \frac{\Pi}{2} \xi$
	 $w_{\max} = \frac{h_s^2}{\Pi^2} 0,725 \left[k_{u,F} + k_{u,E} \left(1 - \frac{\Pi^2}{5,8} \right) \right]$	 $z = i \cdot \xi^1 \cos \frac{\Pi}{2} \xi$

Im gerissenen Zustand konnten ebenfalls die gemessenen Wandverformungen rechnerisch gut nachvollzogen werden, wobei die Eigenlast nicht berücksichtigt wurde, s. [Gu. 2].

Budelmann/Gunkler führten Wandversuche im Rahmen einer Untersuchung zum Biegedrucktragverhalten von vorgespannten Mauerwerkswänden aus Kalksand-Planstein-Mauerwerk durch, s. [Bu. 1], [Gu. 3]. Die Versuche werden in Abschnitt 5.3 detailliert beschrieben. Anschließend erfolgt eine ausführliche Auswertung zum Biegedrucktragverhalten unter Berücksichtigung von Einflüssen nach Theorie II. Ordnung infolge Vorspannkraft sowie von Einflüssen einer möglichen Verschiebung der Spannglieder im Hüllrohr quer zur Wand.

2.2.2.3 Scheibenschubtragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände

Zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden unter Scheiben-schubbeanspruchung kann Vorspannung ebenfalls sinnvoll eingesetzt werden. *Thürlimann* berichtet in [Th. 1] über das Scheibenschubtragverhalten von Mauerwerkswänden ohne Bewehrung, mit schlaffer Bewehrung oder mit vorgespannter Bewehrung.

Dabei wertete *Thürlimann* u.a. experimentelle Untersuchungen von *Page/Huizer* [Pa. 6] zum Querkrafttragverhalten von vorgespannten Mauerwerkswänden aus Ziegelsteinen aus. Zwei schubbeanspruchte Mauerwerkswände wurden durch vier vertikal sowie zwei horizontal, am Wandkopf und Wandfuß angeordnete stabförmige Spannglieder bewehrt. Die erste Mauerwerkswand wurde vertikal in Höhe von 10% der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge ohne Verbund vorgespannt. In der zweiten Mauerwerkswand wurden Spannglieder nicht vorgespannt. Sie wurden in die Aussparungen eingemörtelt. Die Spannglieder dienten in dem Fall lediglich als schlaffe Bewehrung, s. [Pa. 6].

Bild 2.14 zeigt, dass bei der vorgespannten Mauerwerkswand eine um ca. 40% höhere Scheibenschubkraft im Vergleich zu der schlaff bewehrten Wand aufgebracht werden konnte, s. [Gu. 2].

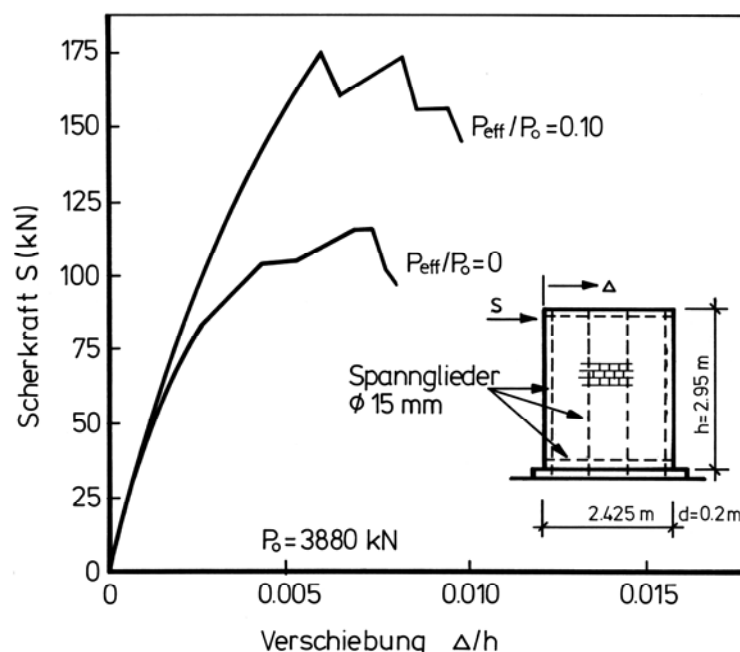


Bild 2.14: Last-Verformungsverhalten von schlaff bewehrten und von vorgespannten Mauerwerkswänden [Pa. 6], [Gu. 2]

Der Einfluss von Vorspannung auf die aufnehmbaren Horizontalkräfte in Wandebene lässt sich aus der von *Gunkler* [Gu. 2, 15] modifizierten Interaktionslinie von [Th. 1] ableiten, s. Bild 2.15.

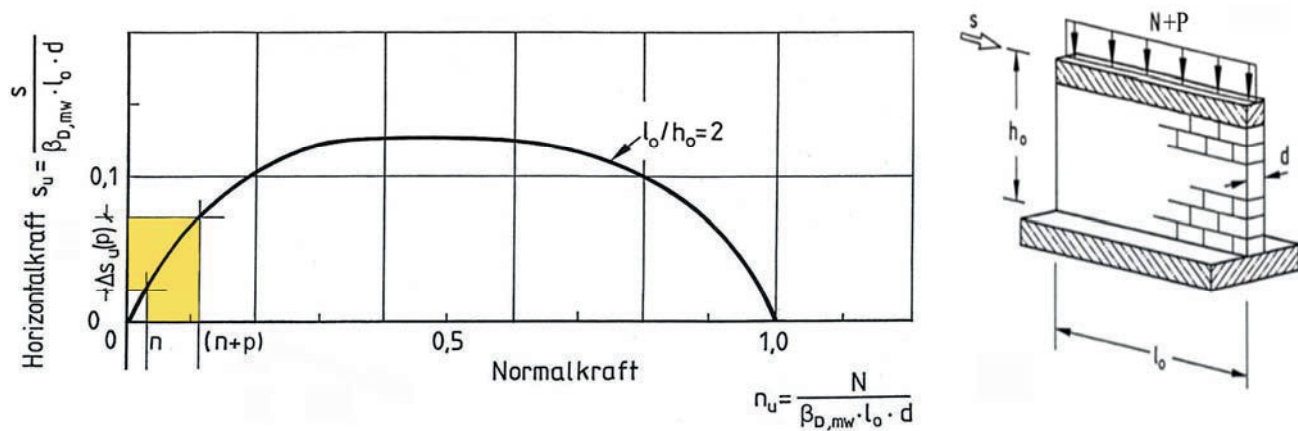


Bild 2.15: Interaktionslinie normierter Normal- und Horizontalkräfte für Mauerwerk [Th. 1], [Gu. 2, 15], [Bu. 10]

Bild 2.15 zeigt, dass durch die vertikale Vorspannkraft p die aufnehmbare Horizontalkraft s_u von der Zugfestigkeit der Mauersteine abhängig und um den Betrag von $\Delta s_u(p)$ erhöht werden kann (Bild 2.15, gelbe Markierung).

Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von vorgespannten Mauerwerkswänden aus Kalksandsteinen waren Gegenstand jüngerer Forschungen von *Ötes et al.* [Öt. 1], *Budelmann/Gunkler* [Bu. 3,5], [Gu. 4, 6] und *Magenes et al.* [Ma. 4], [Es. 1] sowie *Ingham et al.* [La. 4, 5, 6], [Wi. 2]. Es wurden Wandversuche durchgeführt, bei denen unter konstanten Vertikallasten eine statisch-zyklische Horizontalkraft am Wandkopf aufgebracht wurde. Im Versuchsstand wurde am Wandkopf entweder eine Volleinspannung oder eine freie Rotationsfähigkeit (Kragarmsystem) gewählt. Den prinzipiellen Versuchsaufbau zeigt Bild 2.16 von *Wight* [Wi. 2].

Ötes et al. berichten in [Öt. 1] über experimentelle Untersuchungen an einer vorgespannten Kalksandsteinwand (KS 20-2,0-3 DF, MG III). Als vertikale Spannglieder wurden GEWI-Stäbe von der Firma DYWIDAG (Ø 20 mm, Stahlgüte BSt 500 S) eingesetzt und ohne Verbund vorgespannt.

Magenes et al. untersuchten im Rahmen des EU-Forschungsprojektes *ESECMaSE* ebenfalls eine geschosshohe, ohne Verbund vorgespannte Wandscheibe aus Kalksandsteinen (KS-R-Plansteine 20-1,8-6 DF), s. [Ma. 4], [Es. 1]. Die Spannlitzen hatten einen Durchmesser von 5/8" und die Stahlgüte St 1860.

Die experimentellen Untersuchungen von *Ötes et al.* sowie *Magenes et al.* bestätigten, dass die Vorspannung eine deutliche Steigerung der Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden unter Scheibenschubbeanspruchung ermöglicht. Hierauf aufbauende theoretische Analysen liegen von *Ötes et al.* sowie *Magenes et al.* noch nicht vor.

Ingham et al. führten experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Wänden ohne Verbund aus Beton-Hohlblocksteinen durch. Gewindestäbe ($\varnothing 23$ mm, St 970/1160) dienten als Spannglieder. *Laursen* und *Wight* werteten diese Untersuchungen aus, s. [La. 4, 5, 6], [Wi. 2].

Bild 2.16 stellt den Versuchsaufbau und die Instrumentierung einer geprüften Kragplatte dar.

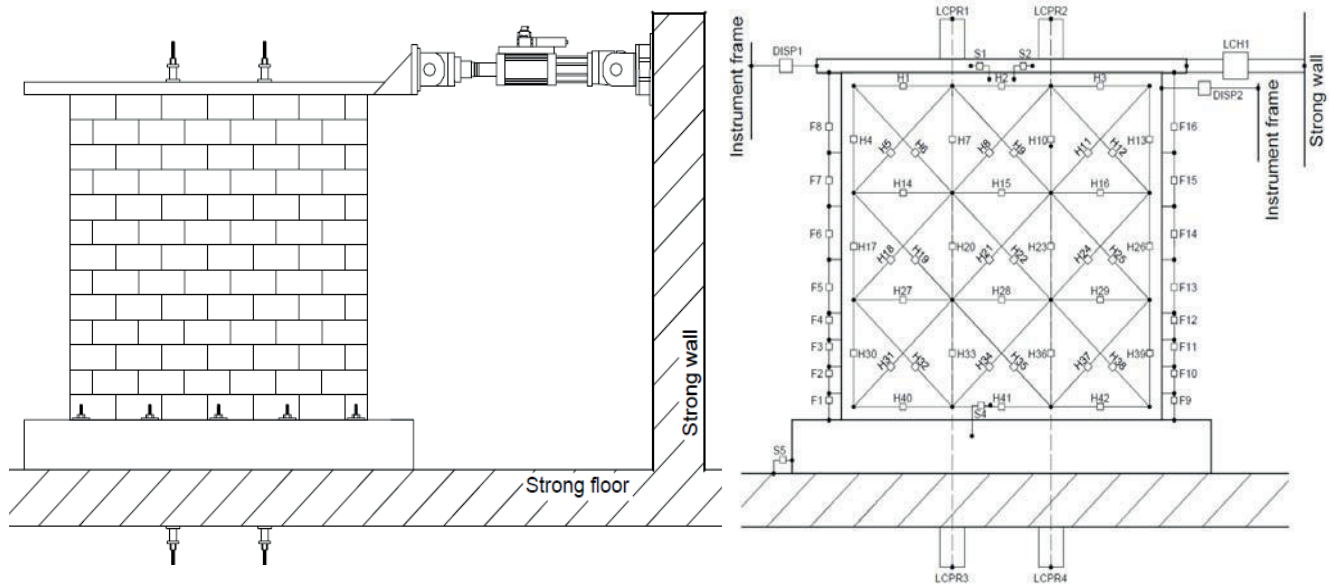


Bild 2.16: Versuchsaufbau und Instrumentierung der Versuchswand [Wi. 2]

Laursen stellt in [La. 4] Lösungsansätze zur Bestimmung des Querkraftwiderstands von vorgespannten Mauerwerkskragplatten vor. Die Tragfähigkeit ist u.a. abhängig von der Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge. Dabei berücksichtigt *Laursen* außer der Vorspannkraft P auch die mögliche Spannkraftänderungen in den Spanngliedern ΔP infolge der horizontalen Beanspruchung. Dieser wichtige Berechnungsansatz der Spannkraftänderung in den Spanngliedern wurde von *Laursen* auf eine vorgespannte Kragwand angewendet, s. Bild 2.17.

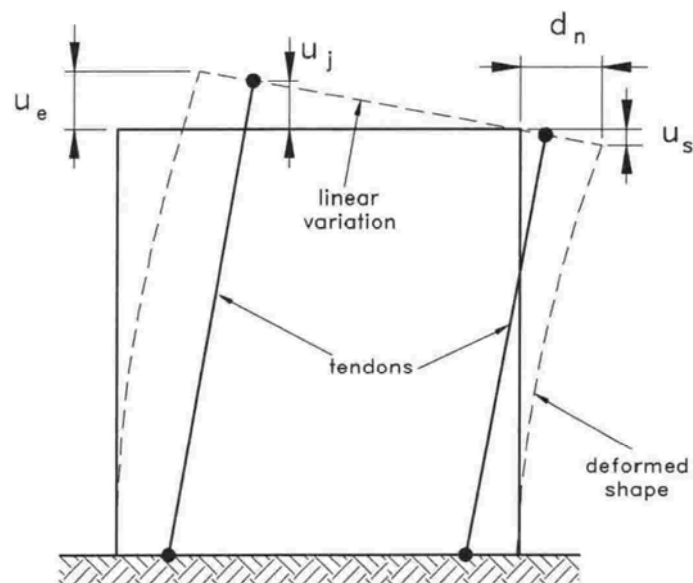


Bild 2.17: Verformung vorgespannter Mauerwerkswand infolge Horizontallast [La. 4]

Infolge der Horizontalkraft entstehen vertikale Verformungen in der Mauerwerkswand (u_e und u_s). Diese rufen Längenänderungen der Spannglieder (u_j) hervor. Die Verlängerung der Spannglieder bewirkt eine Spannkrafterhöhung. Eine Verkürzung der Spannglieder ruft eine Spannkraftabnahme hervor.

Diese Spannkraftveränderungen ΔP können mit Hilfe der Gleichungen (2.14) bis (2.17) berechnet werden:

$$\Delta P = \frac{u_j \cdot A_p \cdot E_p}{l_{pj}} \quad (2.14)$$

mit

u_j Längenänderung des Spanngliedes,

E_p ; A_p Elastizitätsmodul bzw. Querschnittsfläche des Spanngliedes,

l_{pj} Länge des betrachteten Spanngliedes.

Die vertikale Längenänderung u_j des betrachteten Spanngliedes ist aus der vertikalen Verformung am Mauerwerkswandende, vereinfachend linear über u_e bzw. u_s zu bestimmen, s. Bild 2.17. Die Mauerwerksverformungen u_e und u_s sind abhängig von dem Verhältnis der Normalkräfte ξ_n . Sie sind iterativ wie folgt zu ermitteln:

$$u_e = (4,01 \cdot \xi_n^2 - 2,37 \cdot \xi_n + 0,835) \cdot \frac{f \cdot h}{E_M} \quad (2.15)$$

$$u_s = (3,36 \cdot \xi_n^2 - 2,12 \cdot \xi_n - 0,073) \cdot \frac{f \cdot h}{E_M} \quad (2.16)$$

Dabei ist

$$\xi_n = \frac{(P + \Delta P + N)}{f \cdot l \cdot t} \quad (2.17)$$

mit

f Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge,

h Höhe der Mauerwerkswand,

E_M Elastizitätsmodul des Mauerwerks,

l Wandlänge,

t Wanddicke.

Eine detaillierte Erläuterung dieser Algorithmen sowie von Berechnungsbeispielen ist [La. 4] zu entnehmen. Die Lösungsansätze von *Laursen* werden für die rechnerische Bestimmung der Spannkraftveränderung in den Spanngliedern in Abschnitt 8.3.4.3 als Grundlage herangezogen.

Budelmann/Gunkler führten vier Wandversuche an vorgespannten Wänden ohne Verbund aus Kalksand-Plansteinen durch, s. [Bu. 3, 5], [Gu. 4, 6]. Die Versuche werden in Abschnitt 5.4 ausführlich beschrieben und anschließend hinsichtlich des Tragwiderstands der Wände unter Scheibenschubbeanspruchung umfassend ausgewertet.

2.3 Schlussfolgerungen

Die Literatursichtung zum Stand des Wissens über die Tragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkswänden hat gezeigt, dass die bisherigen experimentellen und theoretischen Untersuchungen von vorgespannten Mauerwerkswänden ein besseres Grundverständnis hinsichtlich des Tragverhaltens bei Biegedruck- und Scheibenschubbeanspruchung und zur Spannkrafteinleitung ermöglichen.

Systematische Untersuchungen zur Spannkrafteinleitung in Wandebene und zur Lastausbreitung der Vorspannkkräfte in Mauerwerkswänden stehen noch aus. Demzufolge sind experimentelle sowie rechnerische Analysen hierzu dringend erforderlich.

Aufgrund der vielen Einflussparameter stellen die bisherigen experimentellen Untersuchungen an biegedruckbeanspruchten vorgespannten Mauerwerkswänden lediglich „Tastversuche“ dar. Mit experimentellen Ergebnissen allein ist das Biegedrucktragverhalten von vorgespannten Mauerwerkswänden aus Kalksand-Plansteinen nicht umfassend zu beschreiben. Bei den vorliegenden theoretischen Analysen zur Biegedrucktragfähigkeit der vorgespannten Mauerwerkswände werden Einflüsse nach Theorie II. Ordnung infolge Vorspannkraft oft ausgeschlossen. Es sind jedoch Einflüsse einer möglichen Verschiebung der Spannglieder im Hüllrohr oder in den Steinlochungen mit großem Lochquerschnitt quer zur Wand bei der Verformungsermittlung der Wand zu beachten. Aus diesem Grund sind hierzu experimentell sowie rechnerisch ermittelte Angaben notwendig.

Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkswänden unter Scheibenschubbeanspruchung sind in ausreichendem Umfange vorhanden. Es liegen jedoch keine systematischen Auswertungen vor, die zukünftig Bemessungen in der Baupraxis ermöglichen. Ein Tragmodell, das den inneren Kräfteverlauf in der scheibenschubbeanspruchten vorgespannten Wandscheibe realistisch darstellt, liegt nicht vor. Um die hierfür notwendige Beanspruchungsverteilung innerhalb der Wände genauer zu analysieren, werden umfassende Versuchsauswertungen sowie ergänzende rechnerische Untersuchungen benötigt.

Diese Themen werden im Rahmen des in Abschnitt 3 vorgestellten Ingenieurmodells zunächst erörtert. Anschließend werden auf Grundlage vorliegender Untersuchungsergebnisse Algorithmen zur Dimensionierung der Tragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkswänden aus Kalksand-Plansteinen entwickelt.

3 Ingenieurmodell zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände

3.1 Vorbemerkungen

Ziel des Ingenieurmodells ist es, durch Angabe von Einzelmodulen die Abhängigkeit des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände von den Einflussgrößen Spannkrafteinleitung, Biegedruck- und Scheibenschubbeanspruchung darzustellen.

Zunächst erfolgt eine Beschreibung von Konstruktionsmerkmalen für neu herzustellendes vorgespanntes Mauerwerk, die in den daran anschließenden Untersuchungen unterstellt werden.

3.2 Konstruktionsmerkmale für vorgespanntes Mauerwerk

Die Konstruktion vorgespannter Mauerwerkswände sollte sich möglichst wenig von den unbewehrten Wänden unterscheiden. Wie bereits in Abschnitt 2.2.2.1 berichtet wurde, ist das Spannverfahren ohne Verbund bei neu herzustellenden Mauerwerkswänden besonders geeignet.

Als Spannglieder dienen Monolitzen. Der werkseitige Korrosionsschutz der Spannlitzen, wie z. B. beim bauaufsichtlich zugelassenen Spannverfahren mit Monolitzen der Firma SUSPA/DSI [Su. 1], stellt die Dauerhaftigkeit dieses Verfahrens sicher. Zur Unterbringung der Spannglieder sind Mauersteine mit durchgehenden Aussparungen bzw. Lochkanälen gut geeignet. Die Aussparungen müssen so ausgebildet sein, dass im verbandgerechten Mauerwerk über die gesamte Wandhöhe vertikal durchgehende Öffnungen (Spannkanäle) entstehen, s. Bild 2.4; 3.1.

Der Festanker wird im Bereich des Wandfußpunktes oder in die Fundamente eingegossen. Darauf werden Hüllrohre aus Kunststoff oder verzinktem Stahl aufgesetzt, die mittels Gewindemuffen verschraubt werden. Über die Hüllrohrabschnitte wird die Wand durch Mauersteine mit durchgehenden Aussparungen bzw. Lochkanälen erstellt. Der Spannanker kann nach der Wanderstellung oberhalb der raumabschließenden Geschoßdecke aufgesetzt oder einbetoniert werden. Die Spannlitze wird danach durch den Spannanker sowie durch das Hüllrohr hindurch in den Festanker eingestoßen. Die Litze verankert sich selbsttätig im Festanker über federnd gelagerte Spannklemmen. Das Aufbringen der Vorspannkräfte erfolgt nach dem Einfädeln der Monolitzen und ausreichender Erhärtung des Mauermörtels über hydraulische Spannpressen, s. [Bu. 3, 9], [Gu. 6, 15].

Bild 3.1 zeigt beispielhaft das hier untergestellte Spannverfahren, angewendet auf zwei übereinanderstehende Mauerwerkscheiben.

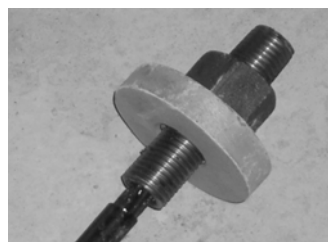
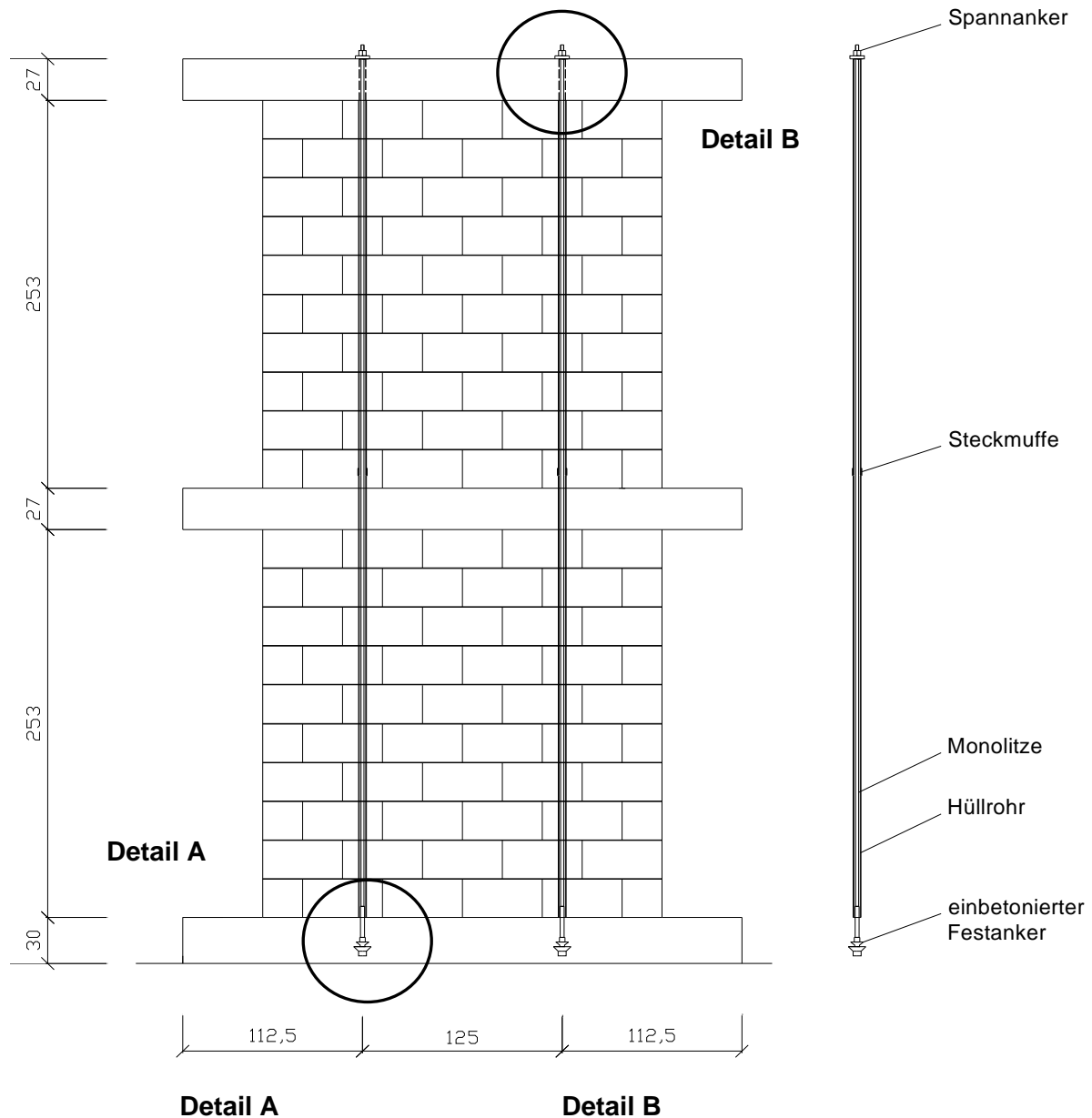


Bild 3.1: Vorgespannte Mauerwerkscheiben [Bu. 4]

Ein aufgeschraubter Festanker SF6 der Firma SUSPA/DSI wurde im Detail A, Bild 3.1 dargestellt, dessen Spezifikation nach europäischer technischer Zulassung ETA-03/0036 [N 19] geregelt ist. Zur Vermeidung schlupfbedingter Spannkraftverluste kann ein Spannanker mit Schraubverankerung angeordnet werden, s. Detail B, Bild 3.1. Die Schraubverankerung besteht aus einer aufgeschraubten Hülse mit einem nachträglich aufgedrehten Außengewinde (\varnothing 30 mm) und einer Spannmutter M 30.

Auf der Ankerplatte wird diese Spannmutter abgesetzt, s. [Su. 1]. Die Verankerungen müssen ebenfalls wie die Spannlitzen einen dauerhaften Korrosionsschutz besitzen.

3.3 Ingenieurmodell

Das Bild 3.2 zeigt die modulare Struktur des hier aufgestellten Ingenieurmodells zur Tragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkswänden.

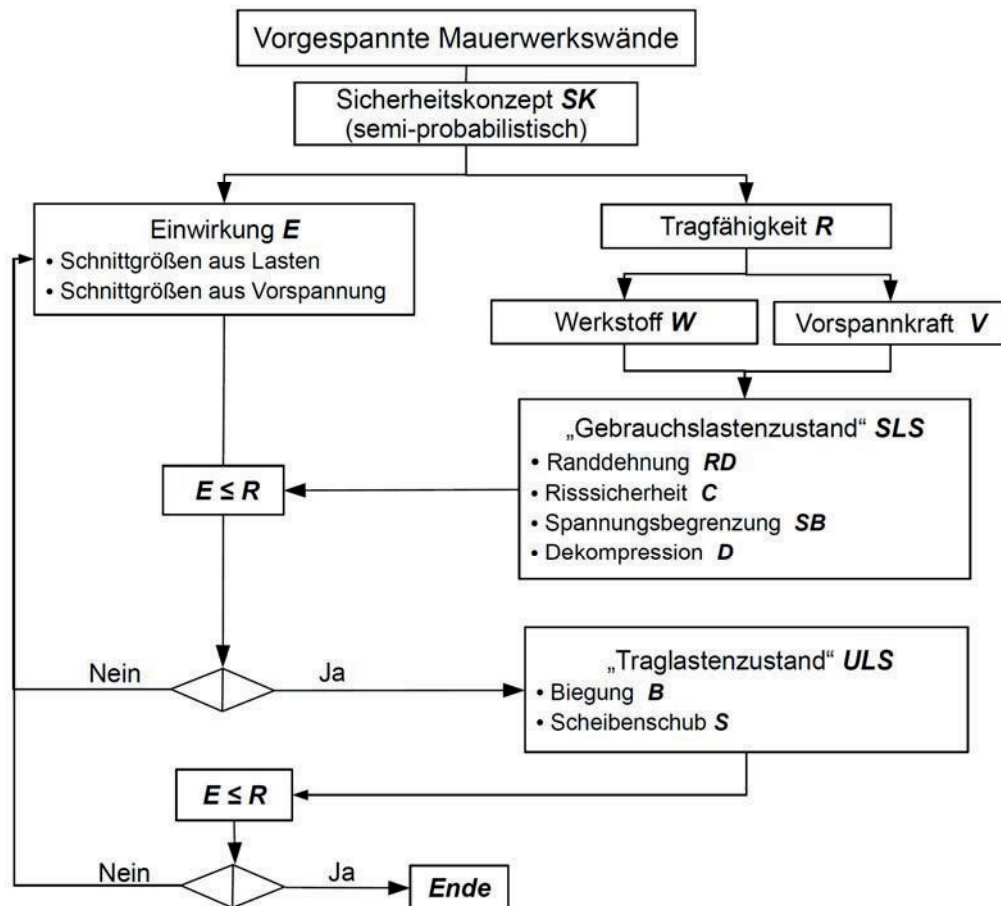


Bild 3.2: Modulare Struktur des Ingenieurmodells

Die Module des Ingenieurmodells stellen Teilaufgaben dar, die zur Beurteilung der Tragfähigkeit von vorgespannten Mauerwerkswänden zu bearbeiten sind. Beurteilungsgrundlage ist, dass die Einwirkungen **E** auf die Mauerwerkswände die rechnerischen Tragwiderstände **R** nicht überschreiten dürfen. Zugehörige Algorithmen des Ingenieurmodells sind ggf. iterativ zu durchlaufen, wenn die Höhe der gewählten Vorspannkraften zunächst keine ausreichend hohe Tragwiderstände ermöglichen.

Es folgt eine Erläuterung der einzelnen Module hinsichtlich ihrer zu behandelnden Abfolge. In den Abschnitten 4 bis 7 der Arbeit werden sie analytisch behandelt. Im Abschnitt 8 wird das Modell zur Gänze erneut verwendet, um den Zusammenhang mit einfach handhabbaren Bemessungsalgorithmen aufzuzeigen.

Das Modul Einwirkung **E** enthält alle Angaben über die Höhe richtungsabhängiger Belastungen (z. B. aus Auflasten, Winddruck senkrecht oder parallel zur Wandebene oder Erdbeben) der zu beurteilenden Wand, s. Abschnitt 8.2.

Ausgehend von dem Modul Tragfähigkeit **R** sind die tragfähigkeitsbestimmenden Parameter der vorgespannten Mauerwerkswände für den „Gebrauchslastenzustand“ sowie „Traglastenzustand“ zu ermitteln, s. Abschnitt 8.3. Diese gliedern sich in die Teilmodule **W** (Werkstoffe) und **V** (Vorspannkraft).

Im Rahmen des Teilmoduls Werkstoffe **W** sind die erforderlichen Informationen über die Werkstoffeigenschaften von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk sowie von Spannstahl zu erfassen. Die Materialgesetze von Mauerwerk und Spannstahl sind ebenfalls im Rahmen dieses Moduls abzubilden, s. auch Abschnitt 4.

Das Teilmodul Vorspannkraft **V** enthält alle Angaben über den Grundwert der Vorspannkraft sowie über Spannkraftverluste, s. Abschnitt 8.3.2.

Im Modul „Gebrauchslastenzustand“ **SLS (Serviceability Limit State)** sind Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit zu beschreiben. Diese sind Dekompressionsnachweise **D**, Nachweise zur Randdehnung **RD**, Spannungsbegrenzung **SB** sowie zur Rissicherheit **C**. Weiterführende Detailuntersuchungen hierzu werden hier nicht durchgeführt, weil dies einer weiterführenden, über die Aufgabenstellung dieser Arbeit hinausgehenden Betrachtung bedarf. Aus diesem Grunde werden Gebrauchstauglichkeitskriterien vorgespannter Mauerwerkswände aus den bekannten Gesetzen der Statik sowie aus normativen Regelungen zur Vorspannung von Betonbauteilen abgeleitet, s. Abschnitt 8.3.3.

Im Modul „Traglastenzustand“ **ULS (Ultimate Limit State)** werden Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände entwickelt, um die Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände unter Einwirkungen infolge Spannkrafteinleitung **SE**, Biegedruckbeanspruchung **B** sowie Scheibenschubbeanspruchung **S** zu beurteilen. Für die Auswahl anzuwendender Tragmodelle sind u.a. Systemangaben vorgespannter Mauerwerkswände hinsichtlich der Einbindung der Wand in die Gebäudestruktur (System, Systemabmessungen, Lagerungsbedingungen) notwendig. Diese Informationen werden basierend auf den Auswertungsergebnissen der in Abschnitt 5 vorgestellten experimentellen Untersuchungen, auf den in Abschnitt 6 dargestellten theoretischen Grundlagen sowie auf den in Abschnitt 7 mit Hilfe einer nicht linearen FE- Methode ergänzend durchgeführten rechnerischen Untersuchungen angegeben. Berechnungsmodelle zur Bestimmung der Beanspruchbarkeit vorgespannter Mauerwerkswände werden hierbei in der Teilmodulen Spannkrafteinleitung **SE**, Biegung **B** sowie Scheibenschub **S** zunächst entwickelt und anschließend anhand von Versuchsergebnissen sowie einem Praxisbeispiel verifiziert, s. Abschnitt 8.3.4.

4 Werkstoffsignifikante Ausgangsgrößen des Ingenieurmodells - Teilmodul W

4.1 Vorbemerkungen

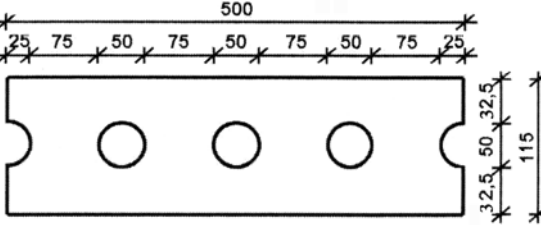
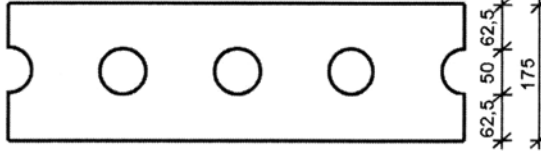
In diesem Abschnitt werden zuerst die materialspezifischen Angaben der im Rahmen dieses Ingenieurmodells berücksichtigten Mauersteine, Mauermörtel und des Mauerwerks sowie des Spannstahls stellvertretend beschrieben. Einige Angaben werden exemplarisch aus von *Wigger et al.* durchgeführten experimentellen Untersuchungen zitiert, s. [Wi. 1], [Bu. 2, 5], [Gu. 3, 6]. Sie werden durch weitere Angaben aus der Literatur ergänzt. Dies gilt insbesondere für die Mauerwerksfestigkeiten parallel zur Lagerfuge. Im Anschluss daran werden die Materialgesetze von unbewehrtem Mauerwerk und Spannstahl dargestellt.

4.2 Werkstoffeigenschaften verwendeter Kalksand-Plansteine

4.2.1 Abmessungen und Lochbild

In den in Abschnitt 5 zitierten experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von vorgespanntem Mauerwerk wurden Kalksand-Plansteine mit durchgehenden Lochungen von Tabelle 4.1 verwendet.

Tabelle 4.1: Übersicht über die verwendeten Mauersteine [Wi. 1], [Bu. 5], [Gu. 3, 6]

Klassifizierung	Steinabmessungen	Lochbild	Versuchswand ²⁾
KS – R – R20 – 1,8 – 8 DF ¹⁾	$b/h/t = 498 \text{ mm}/248 \text{ mm}/115 \text{ mm}$ (einschl. Verzahnung: $l = 500 \text{ mm}$) 	3 durchgehende Löcher $\varnothing 50 \text{ mm}$	Wand A
			Wand B
KS – R – R20 – 1,8 – 12 DF ¹⁾	$b/h/t = 498 \text{ mm}/248 \text{ mm}/175 \text{ mm}$ 	3 durchgehende Löcher $\varnothing 50 \text{ mm}$	W 1-4

¹⁾ Z-17.1-338, [N 22]; ²⁾ in Abschnitt 5.3 bzw. 5.4 beschriebenen experimentellen Untersuchungen

Wegen der Anzahl von Löchern ausreichender Größe sind diese Mauersteine für die Unterbringung der Spannglieder in durchgehenden Aussparungen bzw. Lochkanälen bei regelmäßigem Mauerwerksverband besonders gut geeignet.

4.2.2 Druckfestigkeit

Im Rahmen der in Abschnitt 5.4 beschriebenen Hauptversuche wurden die verwendeten Mauersteine senkrecht zu den Lagerfugen auf ihre Druckfestigkeit geprüft und ihre Rohdichte bestimmt, s. Tabelle 4.2.

Tabelle 4.2: Druckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge und Rohdichte der KS-Plansteine
[Wi. 1], [Bu. 5], [Gu. 6]

Werte	Bruttorohdichte ¹⁾	Nettorohdichte ¹⁾	Druckfestigkeit ²⁾
	$\rho_{g,u}$ [kg/m³]	$\rho_{n,u}$ [kg/m³]	f_b [N/mm²]
Mittelwert	1660	1830	39,10

¹⁾ nach DIN EN 772-13:2000, s. [N 6]; ²⁾ nach DIN EN 772-1:2000, s. [N 5]

Zur Bestimmung der Steindruckfestigkeit in Steinlängsrichtung liegen keine eigenen Versuchsergebnisse vor. *Schubert* stellte in [Sch. 24] Verhältnismerte zwischen Druckfestigkeit in Steinlängsrichtung zur Normdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge der Mauersteine (mit Formfaktor) zusammen. Für Kalksandvollsteine ergibt sich das Verhältnis zu 69% und für Kalksandlochsteine zu 67%, s. Tabelle 2 [Sch. 24].

4.2.3 Zugfestigkeit

Zur Bestimmung der Steinzugfestigkeit in Steinlängsrichtung wurden keine eigenen Versuche durchgeführt. Daher wurden Angaben aus der Literatur entnommen, s. [Sch. 24]. *Schubert* gibt dort den Zusammenhang zwischen der zentrischen Zugfestigkeit in Steinlängsrichtung f_{bz} und der Normdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen f_b (mit Formfaktor) durch Gl. (4.1) für Kalksandsteine mit Lochungen an:

$$f_{bz} = 0,040 \cdot f_b \quad (4.1)$$

In [Wi. 1] wurde bei der Bestimmung der Zugspannungs-Dehnungslinie der entsprechenden Mauersteine für die Steinzugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen $f_{bt,b}$ einen Mittelwert von 1,77 N/mm² experimentell ermittelt. Für den Zug-Elastizitätsmodul E_{st} ergab sich dabei im Mittel ein Wert von 11000 N/mm².

4.3 Werkstoffeigenschaften von Dünnbettmörtel

4.3.1 Druck- und Biegezugfestigkeit

Prüfungen zur Druck- und Biegezugfestigkeit sowie zur Rohdichte des Dünnbettmörtels wurde in [Wi. 1] nach DIN EN 1015-10:1999 [N 7] und DIN EN 1015-11:1999 [N 8] durchgeführt. Ein Überblick der erhaltenen Mittelwerte der Festigkeit zeigt Tabelle 4.3.

Tabelle 4.3: Mittlere Druckfestigkeit und Rohdichte des Dünnbettmörtels [Wi. 1], [Bu. 5], [Gu. 6]

Mauermörtel	Druckfestigkeit f_m [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{bt,b}$ [N/mm ²]	Rohdichte ρ_m [kg/dm ³]
DM	11,40	2,50	1,53

Budelmann et al. untersuchten die Druckfestigkeitsentwicklung von Dünnbettmörtel für Wasserfeststoffwerte (W/F) von 0,22 und 0,24, s. [Bu. 2]. Bild 4.1 zeigt, dass sich nach einer Erhärtungszeit von 14 Tagen keine nennenswerte Festigkeitserhöhung des geprüften Dünnbettmörtels mehr einstellt.

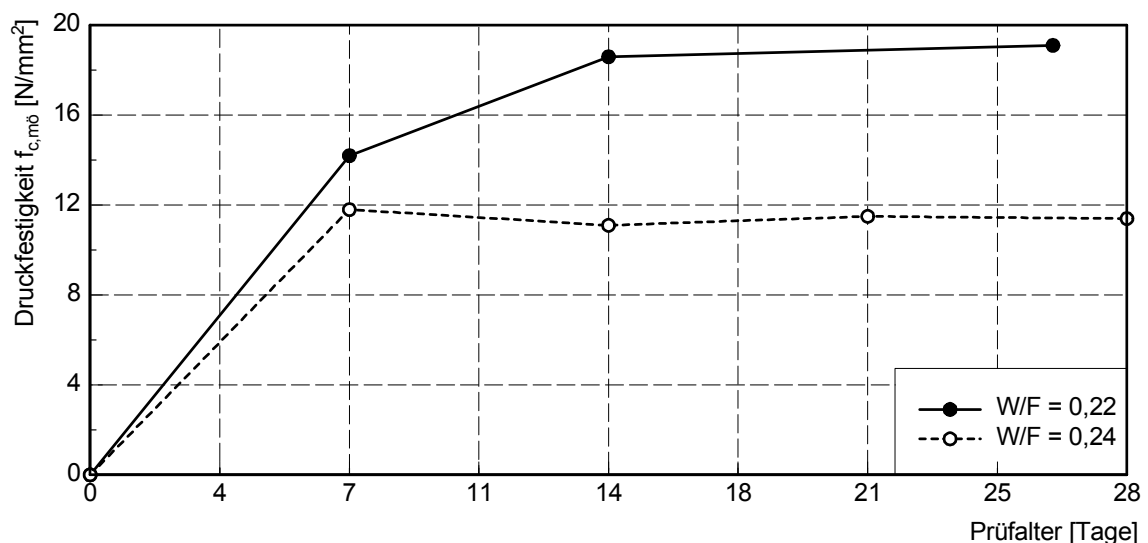


Bild 4.1: Festigkeitsentwicklung des Dünnbettmörtels [Bu. 2], [Gu. 12]

Diese Erkenntnis ist für die spätere Festlegung des Vorspannzeitpunktes der Mauerwerkswände von Bedeutung, da hierfür die Kenntnis der zeitabhängigen Mauerwerksdruckfestigkeit notwendig ist. Die Mauerwerksdruckfestigkeit lässt sich aus der Festigkeitsentwicklung des Mauermörtels abschätzen. Sie erfährt keine weitere Erhöhung, wenn die Festigkeitsentwicklung des Dünnbettmörtels abgeschlossen ist. Hierfür existieren keine Formelansätze.

Für die Mörtelzugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen f_{mt} ergab sich bei Bestimmung der Zugspannungs-Dehnungslinie des Mauermörtels nach [Wi. 1] ein Mittelwert von 0,87 N/mm². Für den Zug-Elastizitätsmodul E_m wurde dabei im Mittel ein Wert von 8400 N/mm² ermittelt.

4.3.2 Verbundeigenschaften

Zur Beschreibung der Verbundeigenschaften zwischen Mauerstein und Mauermörtel werden die Haftscherfestigkeit f_{vko} , der Reibungsbeiwert μ sowie die Haftzugfestigkeit f_t benötigt. Die in Tabelle 4.4 aufgeführten Werte für die Haftscherfestigkeit und den Reibungsbeiwert ergaben sich bei der Auswertung der in [Wi. 1] durchgeführten Versuche.

Tabelle 4.4: Verbundeigenschaftswerte [Wi. 1], [Gu. 6]

Werte	Haftscherfestigkeit ¹⁾	Reibungsbeiwert ¹⁾
	f_{vko} [N/mm ²]	μ [-]
Mittelwert	0,44	0,47 ²⁾

¹⁾ nach DIN EN 1052-3:2002, s [N 10]; ²⁾ experimentell ermittelter Winkel der inneren Reibung 25° wurde umgerechnet

Die Haftzugfestigkeit hängt neben den Mauerstein- und Mörtel Eigenschaften erheblich von der Ausführungsqualität des Mauerwerks ab. Aufgrund dieser vielen Einflüsse ist die Streuung der Haftzugfestigkeitswerte sehr groß. Dies ist auch der Grund dafür, dass erst sehr wenige vergleichbare Versuchsergebnisse vorliegen, s. [Sch.24]. Die rechnerische Berücksichtigung der Haftzugfestigkeit ist in der Fachöffentlichkeit sehr umstritten. Normativ wird sie meist rechnerisch nicht berücksichtigt.

Der Haftzugfestigkeit kommt jedoch bei Anwendung des FE-Programmsystems *SBETA-AT3D* in Abschnitt 7 besondere Bedeutung zu. Hierbei wird die Mauerwerksfuge durch ein nichtlineares Kontaktelement zwischen Mauerstein und Mauermörtel (Interface) modelliert, s. Bild 4.2. Die Haftzugfestigkeit f_t wurde beruhend auf dem Mohr-Coulomb-Versagenskriterium iterativ nach Vergleich von Berechnungsergebnis und Versuchswert abgeschätzt.

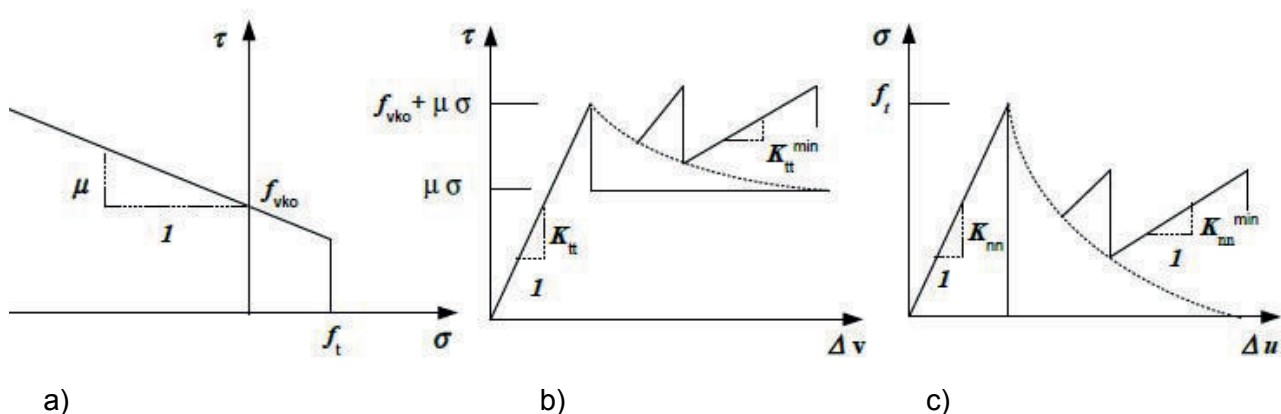


Bild 4.2: Modellierung der Mauerwerksfuge durch ein Kontaktelement:

- a) Versagenshüllfläche; b) Schubtrag-Verformungsverhalten;
- c) Zugtrag-Verformungsverhalten des Kontaktelements [Sb. 1]

Wird die in Bild 4.2 a) abgebildete Versagenshüllfläche verletzt, führt es zu einem Ausfall der Haftscherfestigkeit. Schubkräfte sind dann nur noch über den Reibungsanteil übertragbar, s. Bild 4.2 b). Wird die Haftzugfestigkeit überschritten, kommt es zu einem Ausfall des gesamten Elementes. Dann existiert zwischen den Mauersteinen kein Kontakt mehr, Bild 4.2 c).

Die Steifigkeiten der Last-Verformungsbeziehung dieses Kontaktelements k_{tt} und k_{nn} (s.a. Bild 4.2) werden mit Gl. (4.2) und Gl. (4.3) errechnet:

$$k_{tt} = \frac{G_{st} \cdot G_m}{h_{Fuge} \cdot (G_{st} - G_m)} \quad (4.2)$$

$$k_{nn} = \frac{E_{st} \cdot E_m}{h_{Fuge} \cdot (E_{st} - E_m)} \quad (4.3)$$

mit

G_{st}, G_m Schubmodul der Mauersteine bzw. des Mauermörtels,

E_{st}, E_m Zug-Elastizitätsmodul der Mauersteine bzw. des Mauermörtels,

h_{Fuge} Höhe der Mauerwerksfuge.

Der Steifigkeitswert unter Scheibenschubbeanspruchung in der Lagerfuge k_{tt} wird mit genäherten Schubmodulwerten ermittelt, da zurzeit keine experimentell abgesicherten Werkstoffkennwerte vorliegen. Der Zahlenwert k_{nn} konnte mit den o.a. Elastizitätsmodulwerten berechnet werden, die bei Versuchen zur Bestimmung der Zugspannungs-Dehnungslinie des Mauersteins sowie des Mauermörtels von [Wi. 1] erhalten wurden.

4.4 Werkstoffverhalten von unbewehrtem Mauerwerk

Nachfolgend werden Grundlagen des Werkstoffverhaltens von unbewehrtem Mauerwerk erläutert, auf die hinsichtlich der Beschreibung des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände aufgebaut wird. Dies erscheint zulässig, weil die Spannkraft bei verbundloser Vorspannung als zusätzliche Vertikallast betrachtet werden kann.

4.4.1 Einaxiale Beanspruchung

4.4.1.1 Drucktragverhalten

a) Senkrecht zur Lagerfuge

Die Grundlagen zur Beschreibung des Bruchmechanismus von Mauerwerk unter einaxialer Druckbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge wurden von *Hilsdorf* erstellt, s. [Hi. 1]. Seine Untersuchungen zeigten, dass bei einer zentrischen Druckbeanspruchung des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge dreiaxiale Spannungszustände im Stein und Mörtel hervorgerufen werden, s. Bild 4.3.

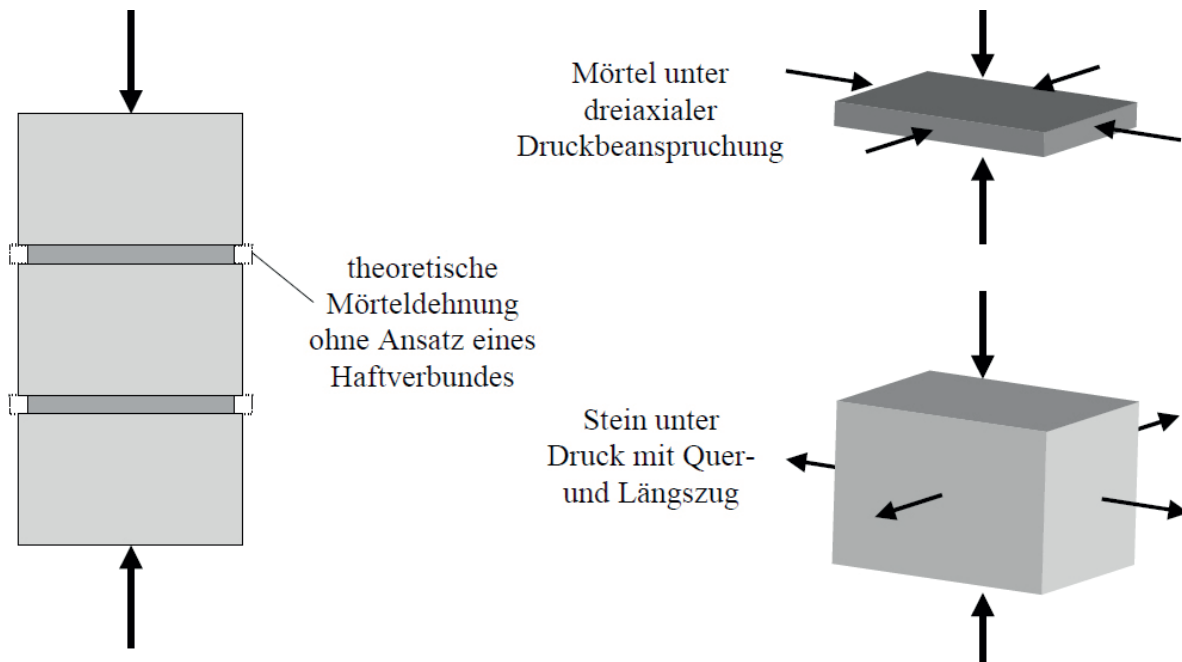


Bild 4.3: Dreiaxialer Spannungszustand im Mauerstein und Mörtel [Gl. 3]

Das ungleiche Verformungsverhalten von Mauerstein und Mauermörtel, die Inhomogenität der Mauerwerksfuge sowie die Verbundeigenschaften des Mauerwerks begründen die Entstehung des räumlichen Spannungszustands. Die Beziehung zwischen Spannung und Verformung druckbeanspruchten Mauerwerks kann durch die Spannungs-Dehnungslinie (σ - ϵ - Linie) dargestellt werden. Die Form der Spannungs-Dehnungslinie ist wesentlich abhängig von der Mauerstein-Mörtel-Kombination. Untersuchungsergebnisse zur einaxialen Druckspannungs-Dehnungs-Beziehung des Mauerwerks von *Schubert/Glitza*, *Schubert/Meyer*, *Marzahn* sowie *Jäger et al.* bestätigten, dass Mauerwerk aus Kalksandsteinen bis zum Erreichen der maximale Spannung (f) sich deutlich nichtlinear und nach dem Erreichen von f sich weiterhin duktil verhält, s. [Sch. 13, 19], [Ma. 15], [Jä. 1]. In Bild 4.4 ist dieser beschriebene Verlauf der Spannungs-Dehnungs- Beziehung eines einaxial druckbeanspruchtes Mauerwerks qualitativ abgebildet.

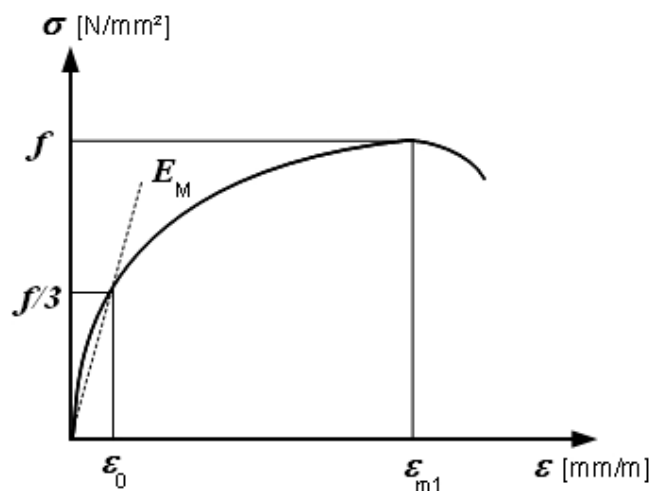


Bild 4.4: Spannungs-Dehnungs-Linie von einaxial druckbeanspruchtem Mauerwerk

Zur Darstellung des rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Zusammenhangs von einaxial druckbeanspruchtem Mauerwerk werden die mittlere Druckfestigkeit f , der Elastizitätsmodul E_M sowie die Stauchung ε_{m1} benötigt.

Wenn keine expliziten Versuchsergebnisse zur mittleren Mauerwerksdruckfestigkeit f vorliegen, dann gilt zur Bestimmung dieser Festigkeit nach *Schubert* folgende Gleichung bei Verwendung von Dünnbettmörtel, s. [Sch. 24] und s. a. Mörtelfestigkeitsentwicklung in Bild 4.1:

$$f = K \cdot f_b^{\alpha_{st}} \quad (4.4)$$

mit

f_b mittlere Steindruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen,

K, α_{st} Konstanten zur Differenzierung zwischen verschiedenen Mauerstein-Mörtel-Kombinationen, s. [Sch. 24].

Für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Dünnbettmörtel sind nach *Schubert* die Konstanten $K = 0,53$ und $\alpha_{st} = 1,0$ anzusetzen, s. [Sch. 24].

Im Rahmen dieser Arbeit wurden hierzu die von *Wigger et al.* durchgeführten Untersuchungen exemplarisch zugrunde gelegt, s. [Wi. 1]. Die in diesen Prüfungen erreichte maximale Spannung des Mauerwerks wird als mittlere Druckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen f bezeichnet. Aus der bei der maximalen Spannung gemessenen Dehnung wird die Stauchung ε_{m1} ermittelt. Der Druckelastizitätsmodul E_M wird aus dem *Hooke'schen* Gesetz abgeleitet und durch Gl. (4.5) als Sekantenmodul bestimmt:

$$E_M = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{f/3}{\varepsilon_0} \quad (4.5)$$

mit

ε_0 Stauchung bei 1/3 der in Kurzzeitversuch erreichten maximalen Druckspannung.

Tabelle 4.5 zeigt die Auswertungsergebnisse der von *Wigger et al.* durchgeführten Untersuchungen.

Tabelle 4.5: Mechanische Eigenschaften des Mauerwerks (KS 20-1,8-12 DF, DM) nach *Wigger et al.* [Wi. 1]

Werte	Druckfestigkeit ¹⁾ f [N/mm ²]	Dehnung		Druckelastizitätsmodul E_M [N/mm ²]	Prüfkörper
		ε_0 [mm/m]	ε_{m1} [mm/m]		
Mittelwert	17,17	1,23	4,64	4800	1 - 5
	20,87	1,20	5,45	5800	A - C

¹⁾ nach DIN EN 1052-1:1998, s. [N 9]

Der Mörtel für die Prüfkörpern 1-5 (s. Tabelle 4.5) wurde mit dem Zahnpachtel aufgetragen, s. [Wi. 1].

Diese mechanischen Eigenschaftswerte des einaxial druckbeanspruchten Mauerwerks werden in den in Abschnitt 8.4 beschriebenen Berechnungen zur Querkrafttragfähigkeit in Wandebene zugrundegelegt.

Für Analysen zum Biegedrucktragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände werden bei der Verifizierung in Abschnitt 8.3 vorgestellter Berechnungsansätze die Eigenschaftswerte von Tabelle 4.6 nach *Schubert* aus [Sch. 17] übernommen, da hierfür keine eigenen Versuchswerte vorliegen.

Tabelle 4.6: Mechanische Eigenschaften des einaxial druckbeanspruchten Mauerwerks (KS 20-1,8-8 DF, DM) nach *Schubert* [Sch. 17]

Werte	Druckfestigkeit ¹⁾ f [N/mm ²]	Dehnung		Druck-Elastizitätsmodul E_M [N/mm ²]
		ε_0 [mm/m]	ε_{m1} [mm/m]	
Mittelwert	15,08	0,54	2,85	9300

b) Parallel zur Lagerfuge

Aufgrund des erhöhten Prüfaufwands werden in der Literatur Materialeigenschaften parallel zu den Lagerfugen bisher wenig beschrieben. Die Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen ist jedoch für die Bestimmung des Werkstoffverhaltens bei zweiaxialer Beanspruchung in der Ebene nach *Ganz/Thürlimann* [Ga. 1] von besonderer Bedeutung.

Eine Übersicht veröffentlichter Versuchsergebnisse hierzu findet sich in [Sch. 21]. Die Auswertung dieser Versuchsergebnisse zeigt, dass die Längsdruckfestigkeit der Mauersteine, die Haftscherfestigkeit zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel, die Ausführung der Stoßfugen und der Mauerwerkverband die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge erheblich beeinflussen, s. [Sch. 21]. Aus einer fehlenden Stoßfugenvermörtelung resultiert nach *Barth/Marti* im Vergleich zu Mauerwerk mit vermörtelten Stoßfugen eine um 50% geringere Längsdruckfestigkeit, s. [Ba. 3]. Dies ist auf den veränderten Kraftfluss im Mauerwerkverband zurückzuführen. Während die Stoßfugenvermörtelung einen direkten Drucklastabtrag über Stein und Stoßfuge ermöglicht, kann die Kraftübertragung bei offenen Stoßfugen nur von Stein zu Stein über Reibung in den Lagerfugen erfolgen. Damit wird im Falle unvermörtelter Stoßfugen die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge von der Haftscherfestigkeit und dem Verbund zwischen Stein und Lagerfugenmörtel maßgeblich bestimmt.

Tabelle 4.7 stellt die Angaben aus *Schubert* [Sch. 21] zur Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen für Mauerwerk aus Kalksandsteinen dar.

Tabelle 4.7: Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen $f_{||}$ aus *Schubert* [Sch. 21]

Mauerstein	Mauermörtel	Mauerwerksdruckfestigkeit $f_{ }$ [N/mm ²]	
		Stoßfugen	
		vm ¹⁾	um ²⁾
KS 20-1,8	DM	-	$0,04 \cdot f$ ³⁾
KSL 20-1,8	NM IIa	$0,48 \cdot f$ ³⁾	-

¹⁾ vermörtelt; ²⁾ unvermörtelt; ³⁾ Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen

Glitza schlägt generell als Richtwerte der Verminderung der horizontalen Druckfestigkeit und des horizontalen E-Moduls, gegenüber den Werten senkrecht zur Lagerfuge die Faktoren 0,75 für Mauerwerk aus Vollsteinen und 0,50 für Mauerwerk aus Lochsteinen vor, s. [Gl. 2]. Zur Art der Stoßfugenvermörtelung ist in [Gl. 2] keine Angabe vorhanden.

Ganz/Thürlimann führten umfangreiche Untersuchungen über die Druckfestigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk durch, s. [Ga. 1]. Die sogenannten Kleinkörper besaßen eine quadratische Ansichtsfläche mit einer Seitenlänge von 1200 mm. Die Wanddicke betrug 150 mm. Die Mauerwerkskörper wurden unter einer sukzessiven gesteigerten zentrischen Belastung beansprucht und dabei die Lagerfugenneigung zur Horizontalen in der jeweiligen Prüfung variiert. Die Auswertung dieser Versuche haben ihren Niederschlag in SIA 266:2003 [N 18] gefunden, s. Tabelle 4.8.

Tabelle 4.8: Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen $f_{||}$ aus *Ganz/Thürlimann* [Ga. 1]

Mauerstein	Mauerwerkdruckfestigkeit $f_{ }$ ¹⁾ [N/mm ²]	
	Stoßfugen	
	vm	um
Kalksandstein	$0,5 \cdot f$	$0,3 \cdot f$

¹⁾ Mindestdruckfestigkeitswerte der Mauersteine und Mauermörtel nach SIA 266:2003, s. [N 18]

Die Verhältnisswerte der Druckfestigkeiten parallel und senkrecht zu den Lagerfugen nach *Schubert/Glitza* weichen stark von denen von *Ganz/Thürlimann* ab, da sich die Belastungsvorgänge bei den Prüfverfahren unterscheiden. SIA 266:2003 schreibt vor, bei der Prüfung der Längsdruckfestigkeit eine Vorbelastung des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen in Höhe von 10% der Druckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen f vorzunehmen, s. [N 18]. Diese erklärt die unterschiedlichen Verhältnisswerte von Tabelle 4.7 und 4.8, da der Reibungswiderstand der Lagerfugen von der Auflast abhängt. Wegen der wenigen Ergebnisse systematischer Untersuchungen sind weiterführende Prüfungen zur Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen an unterschiedlichen Mauerwerksarten mit unvermörtelten und/oder vermörtelten Stoßfugen unbedingt notwendig.

4.4.1.2 Zugtragverhalten

a) Senkrecht zur Lagerfuge

Die Zugfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen ist für die hier untersuchten Beanspruchungsfälle von untergeordneter Bedeutung. Daher wird sie hier nicht weiter betrachtet.

b) Parallel zur Lagerfuge

Angaben zur Zugfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen wurden der Literatur entnommen. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen wird überwiegend durch die Zugfestigkeit der Steine, die Scherfestigkeit in den Lagerfugen und die Art des Verbandes beeinflusst. Nach *Mann* ist für die Mauerwerkszugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge der kleinere der beiden Ergebniswerte der Gl. (4.6) und Gl. (4.7) maßgebend, s. [Ma. 6]:

$$f_{x2} = 0,5 \cdot f_{bz} \quad (4.6)$$

$$f_{x2} = (f_{vk0} + \mu_H \cdot \sigma_{Dd}) \cdot \frac{\ddot{u}}{h_{st}} \quad (4.7)$$

mit

f_{vk0} Haftscherfestigkeit, s. Tabelle 4.4,

μ_H Haftreibungsbeiwert, s. Tabelle 4.4,

σ_{Dd} zugehörige Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge,

\ddot{u}/h_{st} Verhältnis von Überbindemaß \ddot{u} zur Steinhöhe h_{st} ,

f_{bz} Steinzugfestigkeit, s. Gl. (4.1).

Die Grundlage der o. g. Gleichungen ist das von *Mann* entwickelte Modell zur zentrischen Zugkraftübertragung über Lagerfugenreibung und zur Zugtragfähigkeit von Mauersteinen. Bild 4.5 zeigt die Modelle zum Zugversagen von Mauerwerk in Richtung der Lagerfugen, die der Bestimmung von Zug- und Biegezugfestigkeit zugrunde liegen.

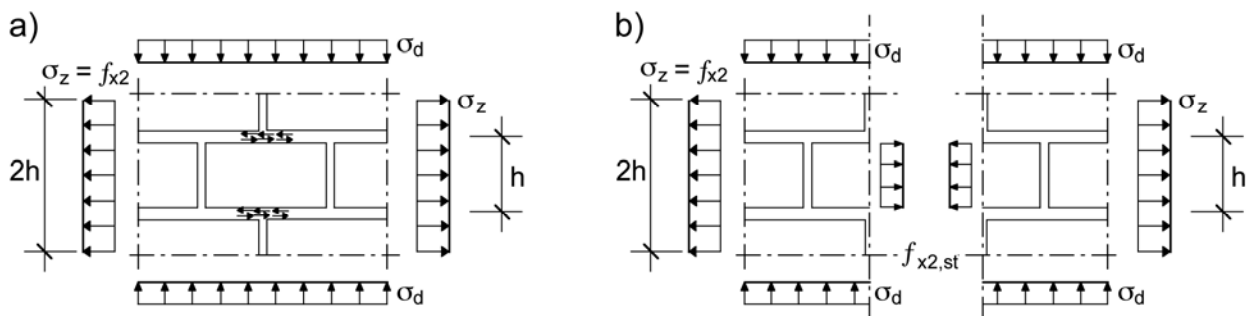


Bild 4.5: Mauerwerksversagen durch Zugbeanspruchung parallel zur Lagerfuge:

a) Versagen der Lagerfuge; b) Zugversagen der Mauersteine [Bu. 11], [Gu. 13]

Dabei wird ein Wandausschnitt, welcher durch die lotrechte Druckspannung σ_d und die horizontale Zugspannung σ_z belastet ist, betrachtet. Der Bruch des Mauerwerks wird entweder bei Überschreitung des Reibungsverbundes in der Lagerfuge oder nach Erreichen der Zugfestigkeit eines Mauersteins eingeleitet, der die Beanspruchung von zwei Mauerwerksschichten aufzunehmen hat. Die meist geringe Zugfestigkeit des Mauermörtels wird hier nicht berücksichtigt. Über die Stoßfugen werden definitionsgemäß keine Kräfte übertragen, weil sie oft unzureichend mit Mörtel verfüllt sind oder der Haftverbund zwischen Stoßfugenmörtel und Mauersteinen aufgrund von Schwindrissbildung oft nicht mehr vorhanden ist.

4.4.1.3 Tragverhalten unter Teilflächenbeanspruchung

Durch die Einleitung einer Vorspannkraft wird im Mauerwerk eine Teilflächenbeanspruchung hervorrufen. Diese wird hier als Werkstoffgröße des Verbundbaustoffs „Mauerwerk“ angegeben, weil durch mehraxiale Spannungszustände bedingte Erhöhungen der Mauerwerksfestigkeit bisher überwiegend an kleinformatigen Prüfkörpern und nicht an Wänden erhalten wurden.

Kirtschig und *Kasten* führten Untersuchungen an Kleinprüfkörpern (1,0 m/1,0 m) zum Tragverhalten des in Wandebene teilflächenbeanspruchten Mauerwerks durch, s. [Ki. 1-5]. Dabei wurden bewehrt bzw. unbewehrt ausgeführte Kleinprüfkörper (s. Bild 4.6) mit verschiedenen Belastungsanordnungen sowie unterschiedliche Stein- Mörtelkombinationen geprüft. Bei der Auswertung ihrer Versuche haben *Kirtschig* und *Kasten* festgestellt, dass die Lage und Größe der Belastungsfläche direkten Einfluss auf die aufnehmbare Teilflächenbelastung hat. Wurde ein Wandkörper in mittleren Bereich der Wandlänge durch eine Teilflächenbelastung beansprucht, konnte eine höhere Bruchspannung im Vergleich zu einer vollflächigen Belastung über den Gesamtquerschnitt gemessen werden. Bei randnahen Teilflächenbeanspruchungen am Prüfkörperende stellte sich dagegen keine Tragfähigkeitssteigerung ein. Es wurde ein früheres Abscheren des belasteten Prüfkörperabschnitts beobachtet, s. Bild 4.6.

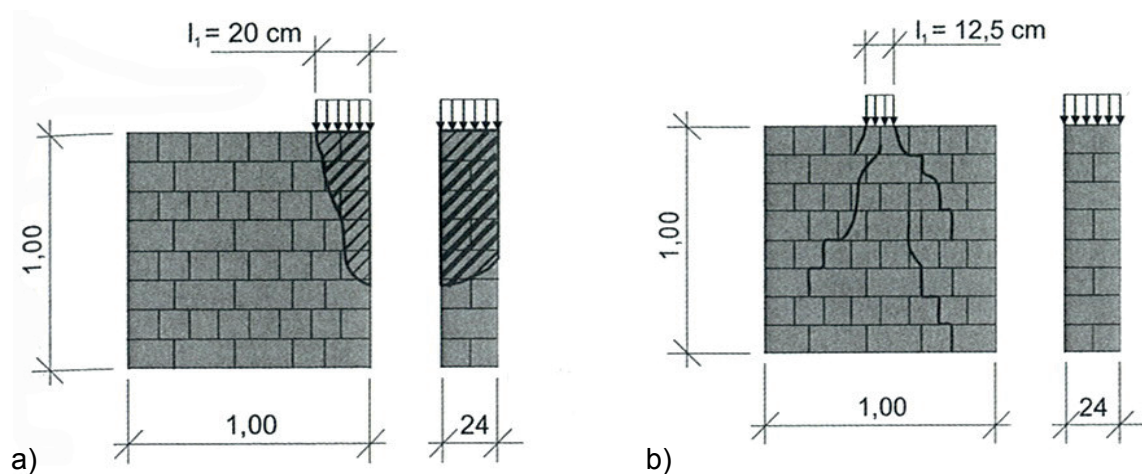


Bild 4.6: Bruchbilder der Kleinprüfkörper:

a) randnahe Belastung;

b) Belastung in mittleren Bereich [Ki. 5]

Stein- Mörtelkombinationen beeinflussten hierbei die Traglastdifferenz nicht, s. [Ki. 4], [Jä. 7]. Bild 4.7 zeigt die Auswertungsergebnisse der Untersuchungen von [Ki. 1-5].

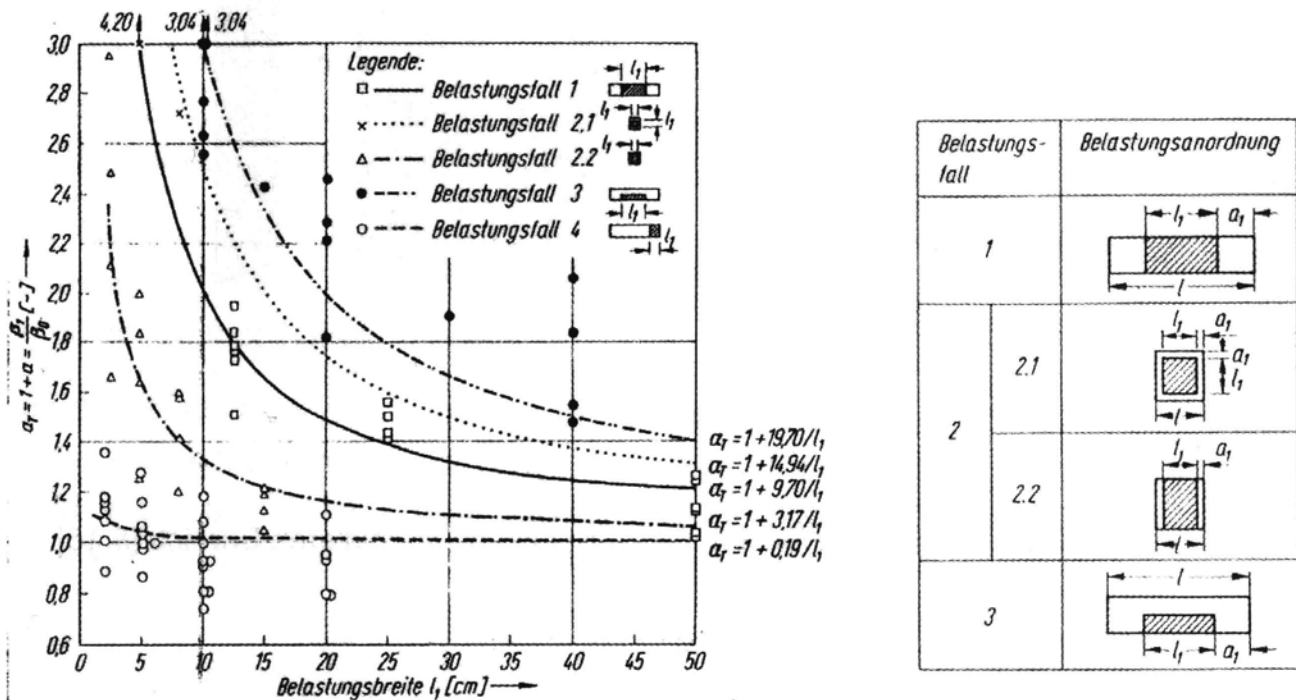


Bild 4.7: Tragfähigkeitserhöhung in Abhängigkeit von der Belastungslänge l_1 [Ki. 5]

Kirtschig und Kasten wählten zur Beschreibung der Tragfähigkeitssteigerung den Faktor α_T :

$$\alpha_T = 1 + 0,1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \quad (4.8)$$

mit

l_1 Belastungslänge,

a_1 Randabstand der Teilfläche.

Die Untersuchungsergebnisse von Kirtschig und Kasten liegen den Bemessungsansätzen von DIN 1053-100:2007 zugrunde, s. [N 3].

Weitere experimentelle Untersuchungen an Mauerwerkskörpern unter Teilflächenbeanspruchung wurden von Budelmann/Gunkler durchgeführt. Ziel dieser Untersuchungen war die Ermittlung der Höhe einer Vorspannkraft, die rissfrei eingeleitet werden kann, s. [Bu. 4], [Gu. 7]. Wandkörper aus Kalksand-Plansteinen wurde durch Einzellasten beansprucht, die über Stahlplatten auf Lastverteilerbalken in das Mauerwerk eingeleitet wurden. Durch den Lastverteilerbalken aus Stahlbeton wurden in der Praxis vorhandene Fertigteile bzw. eine raumabschließende Geschoßdecke simuliert, auf denen die Spannanker aufgesetzt werden, s. Abschnitt 3.2.

Als Versuchsparameter wurden die Wandabmessungen, das Erstbelastungsalter der Prüfkörper, die Belastungsanordnung sowie die Längenabmessung der Lastverteilerbalken gewählt.

Bild 4.8 zeigt den Versuchsaufbau und die Lage der Prüfkkräfte am Beispiel der Versuchskörper WK4 und WK 13.

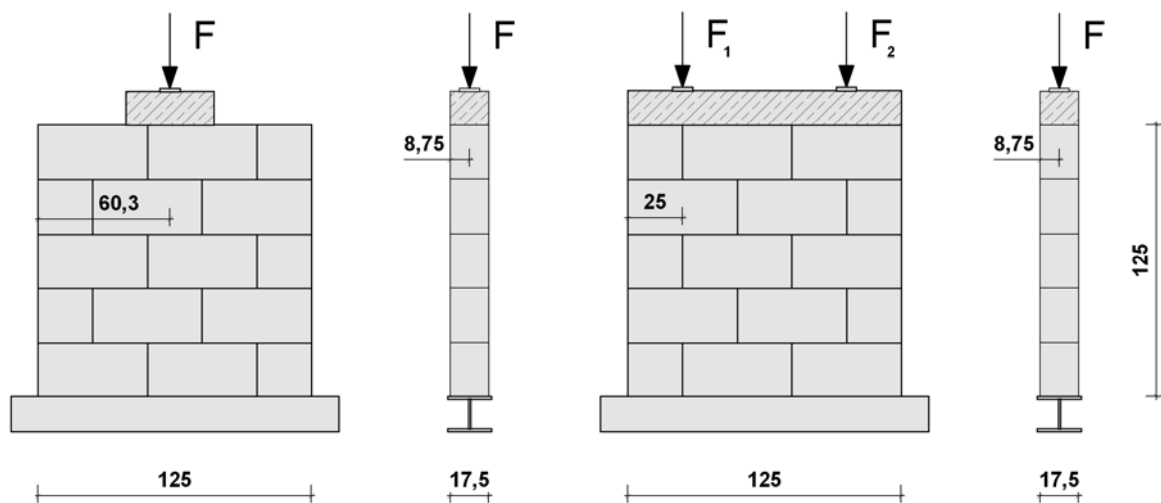


Bild 4.8: Versuchsaufbau von Wandkörper WK4 (links) und WK 13 (rechts) [Bu. 4], [Gu. 7]

Das Versuchsprogramm sowie Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4.9 zusammengefasst.

Tabelle 4.9: Versuche an Kleinprüfkörpern unter Teilflächenbeanspruchung [Bu. 4], [Gu. 7]

Prüfkörper	WK 1	WK 2	WK 3	WK 4-6	WK 7-9	WK 10-12	WK 13-15
Mauerwerk	KS - R - R20 - 1,8 - 12 DF, DM						
Wandhöhe [m]	0,75			1,25			
Wandlänge [m]	1,00			1,25			
Wanddicke [m]	0,175						
Lastverteilerbalken	+ ¹⁾			+ ¹⁾			+
Belastung	zentrisch			zentrisch			randnah ²⁾
Erstbelastungsalter	7	21	28	7	14	28	21
Risslast F _{exp,cr} [kN]	215	240	290	389	578	593	415
Bruchlast F _{exp,u} [kN]	230	400	540	518	824	805	596
Versagensart ³⁾	SPZ-MW	D-MW	D-MW	D-MW	D-MW	D-MW	SPZ-MW

¹⁾ nicht durchgehend, l/b/h: 40/17,5/15 cm

²⁾ im Abstand von 25 cm zur Versuchskörper Außenkante

³⁾ D-MW: Druckversagen in Restfläche; SPZ-MW: Spaltzugversagen in der Teilfläche

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Spannglieder mindestens mit bis zu 215 kN Vorspannkraft nach 7 Tagen Erhärtungsdauer des geprüften Mauerwerks aus Kalksandsteinen rissfrei vorgespannt werden können.

Die Erstrisslast beträgt bei zentrischer Lasteinleitung und einem Erstbelastungsalter von 7 Tagen ca. 75% der Bruchlast und bei randnaher Lasteinleitung 70% der Bruchlast. Der Sicherheitsabstand der rissfrei einzuleitenden Vorspannkraft bis zur Erstrissbildung erhöhte sich mit zunehmendem Erstbelastungsalter der Prüfkörper, s. [Bu. 4], [Gu. 7].

Die Übertragbarkeit dieser Erkenntnisse auf Mauerwerkswände mit praxisüblichen Abmessungen sowie auf andere Mauerwerksarten wird in Abschnitt 5.2 überprüft.

4.4.2 Zweiaxiale Beanspruchung des Mauerwerks in der Ebene

Das Tragverhalten von zweiaxial in der Ebene beanspruchtem Mauerwerk ist von den Materialeigenschaften des Mauerwerks, der Art des Verbandes sowie der Stoßfugenvermörtelung abhängig. Für die Darstellung der Versagensbedingungen des anisotropen Werkstoffs „Mauerwerk“ wird entweder ein raumfestes Koordinatensystem ausgewählter Komponenten des Spannungsvektors (σ_x , σ_y , τ_{xy}) oder der Hauptspannungsraum (σ_1 , σ_2) mit Angabe eines Winkels (α) zwischen einer Hauptspannungsrichtung und einer Materialachse (Lagerfugenrichtung) verwendet.

4.4.2.1 Ansatz nach Mann/Müller

Das Tragverhalten von zweiaxial in der Ebene beanspruchten Windscheiben kann auf der Grundlage des Schubmodells von Mann /Müller analysiert werden. Hierbei wird ein Ausschnitt aus einer schubbeanspruchten Wand betrachtet, s. Bild 4.9.

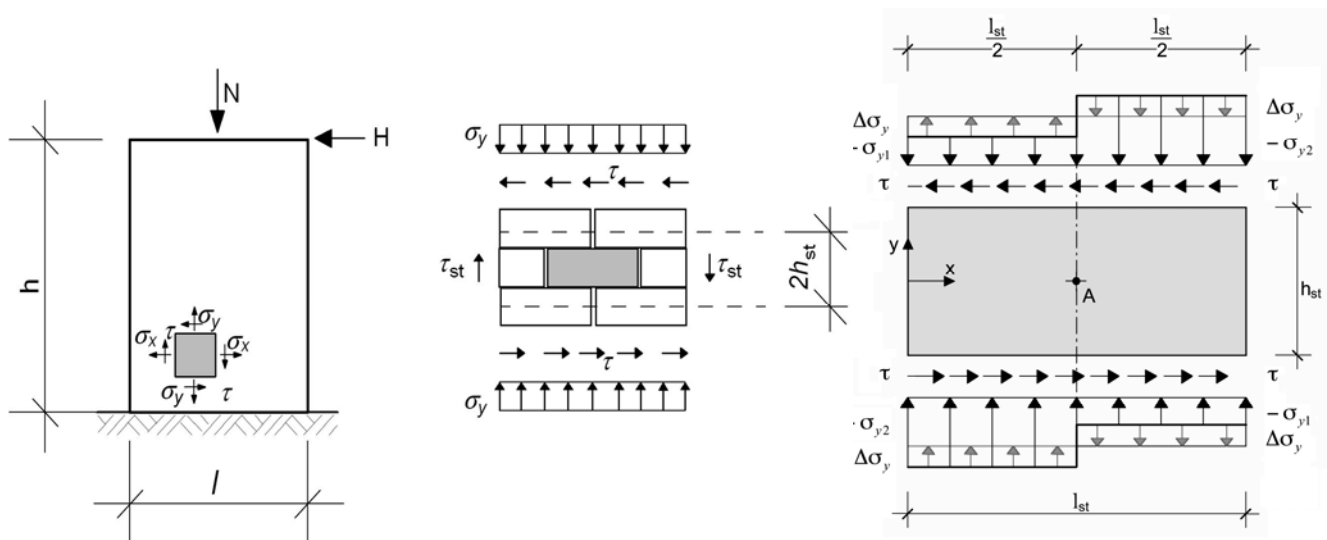


Bild 4.9: Windscheibe mit herausgeschnittenem Mauerwerkselement und resultierende Spannungen τ und σ_y am Einzelstein [Gu. 13]

Horizontale Normalspannungen und die Übertragung von Querkraften über die Stoßfugen werden hier vernachlässigt. Bei zweiaxialer Beanspruchung in der Wandebene verdrehen sich die Mauersteine. Wegen der Vernachlässigung von Querkraftübertragung über die Stoßfugen ist das Gleichgewicht am Einzelstein nur durch Annahme zusätzlicher Normalspannungen $\Delta\sigma_y$ an der Ober- und der Unterseite des betrachteten Steins möglich. In Steinmitte, im Bereich der Stoßfugen benachbarter Steinreihen, wird ein Spannungssprung um $2 \cdot \Delta\sigma_y$ angenommen. An der Ober- und der Unterseite des betrachteten Mauersteins wirkt die Schubspannung τ . Hierbei wird ein Überbindemaß der Mauersteine von $\ddot{u} = l_{st}/2$ gewählt.

Das aus Bild 4.9 ableitbare Momentengleichgewicht um den Schwerpunkt der Steinansichtsfläche A lautet:

$$\tau \cdot l_{\text{st}} \cdot \frac{h_{\text{st}}}{2} \cdot 2 = \Delta\sigma_y \cdot \frac{h_{\text{st}}}{2} \cdot \frac{h_{\text{st}}}{4} \cdot 4 \quad (4.9)$$

$$\Delta\sigma_y = 2 \cdot \tau \cdot \frac{h_{\text{st}}}{l_{\text{st}}} \quad (4.10)$$

Demzufolge errechnen sich die Normalspannungen zu:

$$\sigma_{y1,y2} = \sigma_y \mp 2 \cdot \tau \cdot \frac{h_{\text{st}}}{l_{\text{st}}} \quad (4.11)$$

Von diesem Spannungszustand am Einzelstein leiteten *Mann/Müller* die Versagenskriterien für die Mauerwerksscheibe unter zweiaxialer Beanspruchung in der Ebene ab, s. Bild 4.10.

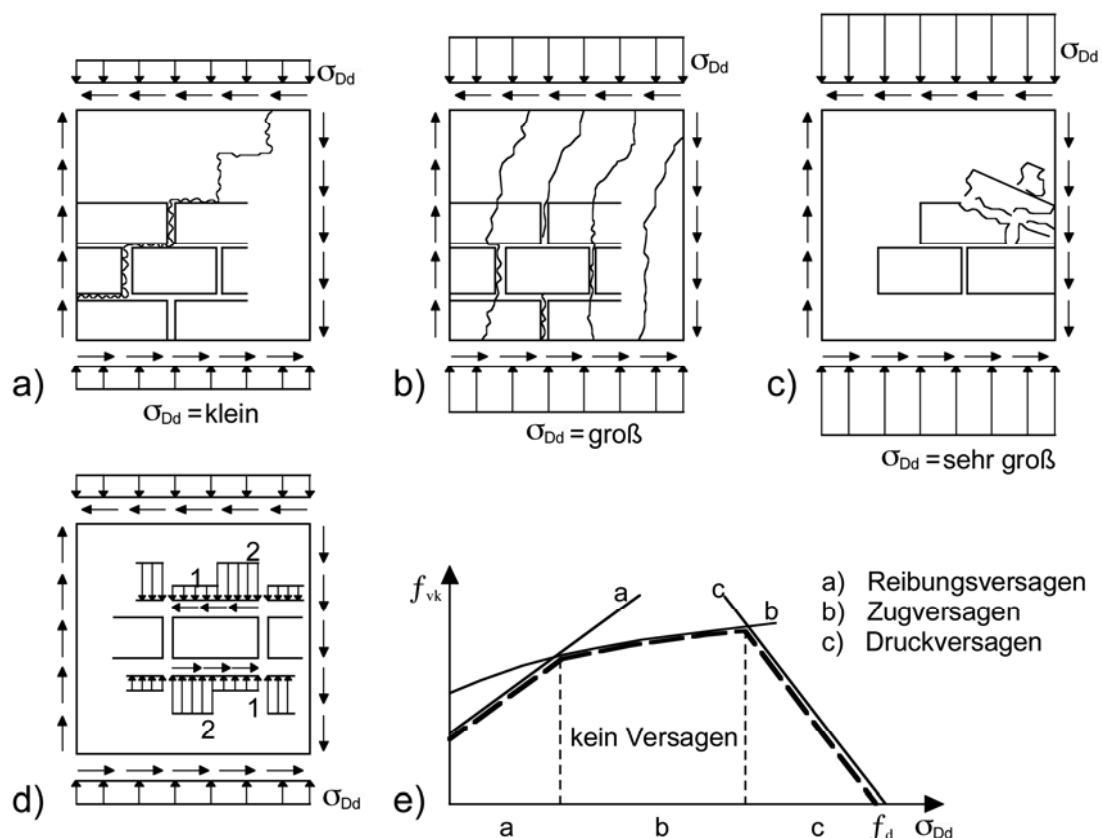


Bild 4.10: Versagensarten von Mauerwerksscheiben unter zweiaxialer Beanspruchung in der Ebene nach *Mann/Müller* [Gu. 13]

In Bild 4.10 e) ist die Brucheneinhüllende dargestellt, welche die Versagensbereiche umschreibt.

Die lauten:

a) Reibungsversagen, Versagen durch Fugengleiten:

$$f_{vk} = f_{vk0} - \mu \cdot \sigma_{y1} \quad (4.12)$$

b) Zugversagen, Versagen der Mauersteine auf Zug:

$$f_{vk} = \frac{f_{bz}}{2,3} + \sqrt{1 - \frac{\sigma_y}{f_{bz}}} \approx 0,45 \cdot f_{bz} \sqrt{1 - \frac{\sigma_y}{f_{bz}}} \quad (4.13)$$

c) Druckversagen, Versagen des Mauerwerks auf Druck:

$$f_{vk} = (f - \sigma_{y1}) \cdot \frac{\ddot{u}}{h_{st}} \quad (4.14)$$

mit

f_{vk}	Schubfestigkeit des Mauerwerks,
f_{vk0}	Haftscherfestigkeit,
μ	Reibungsbeiwert,
f_{bz}	Steinzugfestigkeit in Steinlängsrichtung,
f	Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge,
l_{st}	Länge des Mauersteins,
h_{st}	Höhe des Mauersteins.

Aus Sicht des Verfassers kann dieser Ansatz nach *Mann/Müller* am Rande von gerissenen Mauerwerksscheiben und insbesondere in den Eckbereichen am Wandkopf und Wandfuß nicht angewendet werden. Denn dort liegen andere Spannungszustände vor, als bei dem zugrunde gelegten Wandausschnitt von Bild 4.10. Daher wird im folgenden der für vorgespanntes Mauerwerk aussagekräftigere Ansatz von *Ganz/Thürlimann* beschrieben.

4.4.2.2 Ansatz nach Ganz/Thürlimann

Aufbauend auf den Erkenntnissen von *Page*, *Samarasinghe* und *Dhanasekar* entwickelten *Ganz/Thürlimann* die Grundlagen für ihre Schubbruchtheorie, die aus Untersuchungen an zweiachsig beanspruchten wandartigen Prüfkörpern mit geneigten Lagerfugen abgeleitet wurden, s. [Pa. 2, 3, 4], [Sa. 2, 3], [Dh. 1]. Ihre theoretischen Schubbruchkriterien wurden anhand verschiedener Versuchsserien überprüft, s. [Ga. 3].

Ausgehend von einem anisotropen Verhalten des Mauerwerks leitete *Ganz* fünf Bruchregimes (Versagensarten) des unbewehrten Mauerwerks ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Mauerwerks ab:

(1) Zugversagen des Mauerwerks

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y \leq 0 \quad (4.15)$$

(2) Druckversagen der Steine

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x + f_x) \cdot (\sigma_y + f_y) \leq 0 \quad (4.16)$$

(3) Schubversagen der Steine

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_y \cdot (\sigma_y + f_y) \leq 0 \quad (4.17)$$

(4a) Gleiten entlang der Lagerfugen

$$\tau_{xy}^2 - (c - \sigma_x \cdot \tan \varphi)^2 \leq 0 \quad (4.18)$$

und (4b) Trennbruch in der Lagerfuge

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_x \cdot \left(\sigma_x + 2c \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right) \leq 0 \quad (4.19)$$

mit

- f_y Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge,
- f_x Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge,
- φ Reibungswinkel,
- c Kohäsion der Lagerfuge.

Im dreidimensionalen Spannungsraum werden diese Bruchbedingungen durch zwei elliptische Kegel ((1) und (2)), zwei Kreiszylinder ((3) und (4b)) und eine Ebene (4a) dargestellt, s. Bild 4.11, links.

In Bild 4.11 rechts ist die Hauptspannung σ_2 in Abhängigkeit der Fugenneigung α angegeben.

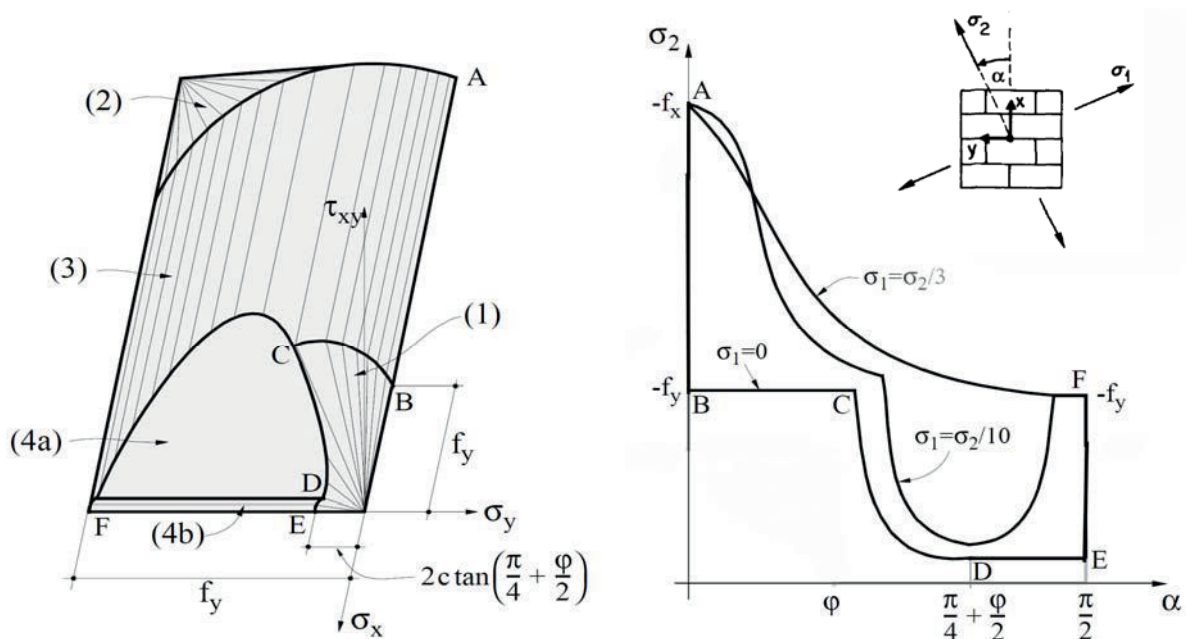


Bild 4.11: Bruchbedingungen für unbewehrtes Mauerwerk ohne Zugfestigkeit nach Ganz [Ga. 3], [Mo. 2]

Der Verlauf der Kurven kann aus den o.g. Bruchbedingungen nach Gl.(4.15) bis Gl.(4.19) ermittelt werden, über Einsetzen in die transformierten Spannungszustände

$$\sigma_x = \sigma_2 \cdot \left(\cos^2 \alpha + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \cdot \sin^2 \alpha \right) \quad (4.20)$$

$$\sigma_y = \sigma_2 \cdot \left(\sin^2 \alpha + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \cdot \cos^2 \alpha \right) \quad (4.21)$$

$$\tau_{xy} = \sigma_2 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} - 1 \right) \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (4.22)$$

und Auflösen in die Hauptspannung σ_2 .

Die Kohäsion in der Lagerfuge wird in diesem Spannungsverlauf vernachlässigt. Als Kurvenparameter wird das Verhältnis der beiden Hauptspannungen σ_1 und σ_2 gewählt. Dieser Verlauf, bei Hauptspannung $\sigma_1 = 0$, wird durch die Kurven ABCDEF dargestellt. Den Übergang vom Schubversagen der Steine zum Gleiten entlang der Lagerfugen stellt Punkt C dar. Die minimale einachsige Druckfestigkeit wird bei einer Lagerfugenneigung von $\pi/4 + \varphi/2$ erreicht (Punkt D).

Mojsilovic ergänzte die Erkenntnisse von *Ganz* um ein weiteres Steinversagenskriterium, womit das Versagen entlang der Stoßfugen erfasst werden konnte, s. [Mo.1], [Mo.2]. Er verwendet dafür weitere Parameter, wie z. B. Winkel der inneren Reibung φ_b . Weitere Versuche unter zweiachsiger Beanspruchung und variabler Lagerfugenneigungen wurden von *Dialer* an Modellprüfkörpern durchgeführt, s. [Di. 1]. Die Versuchsergebnisse haben gute Übereinstimmung mit den Festigkeiten nach *Ganz* gezeigt.

Im Hinblick auf die Vernachlässigung von Querkraftübertragung über die Stoßfugen treffen *Ganz/Thürlimann* identische Annahmen zu *Mann/Müller*, so dass der Einfluss des Verbandes mit der Steinhöhe und Steinlänge berücksichtigt wird. Durch die Einbeziehung horizontaler Spannungszustände (parallel zu den Lagerfugen) eines Wandbereichs gelingt es, *Ganz/Thürlimann* die Richtungsabhängigkeit der Mauerwerksfestigkeit zu erfassen, s. Tab. 4.8. Es werden hier nicht Spannungszustände an herausgeschnittenen Wandelementen, sondern Spannungszustände ganzer Wandbereiche zugrunde gelegt. Somit besitzt dieses Festigkeitsmodell eine größere Allgemeingültigkeit als das von *Mann/Müller*.

Aufgrund der o.g. Vorteile werden die Erkenntnisse von *Ganz/Thürlimann* in dieser Arbeit als Grundlage für das hier entwickelnde Tragmodell für scheibenschubbeanspruchte vorgespannte Mauerwerkswände herangezogen. Auf die hierzu notwendigen Modifikationen wird in Abschnitt 8.3.4.3 eingegangen.

4.4.3 Verformungskennwerte infolge Kriechen und Schwinden sowie infolge Temperaturänderungen

Neben den elastischen Verformungen unter Kurzzeitbelastung treten im Mauerwerk zeit- und lastabhängige Kriechverformungen infolge Dauerlast auf. Hierzu kommen auch lastunabhängige Verformungsanteile infolge Schwinden und Quellen. Bei vorgespanntem Mauerwerk führen sie zu Spannkraftverlusten, die zu berücksichtigen sind. Die wichtigsten Materialkenngrößen zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von Dünnbett-Mauerwerk werden durch Angaben aus der Literatur ergänzt.

Nach *Schubert* [Sch. 24] können diese für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Dünnbettmörtel bei Druckbeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge gemäß Tabelle 4.10 abgeschätzt werden.

Tabelle 4.10: Ausgewählte Verformungskennwerte nach *Schubert* [Sch. 24]

Mauerstein	Endwert der Feuchtedehnung ¹⁾ (Wertebereich) $\varepsilon_{f\infty}$ [mm/m]	Endkriechzahl (Wertebereich) φ_{∞} [-]	Wärmedehnkoeffizient (Wertebereich) α_T [10 ⁻⁶ /K]
Kalksandstein	-0,2 (-0,1 bis -0,3)	1,5 (1,0 bis 2,0)	8 (7,0 bis 9,0)

¹⁾Vorzeichen "-" bedeutet Schwinden

4.5 Werkstoffeigenschaften von Spannstahl

Für die hier diskutierten vorgespannten Mauerwerkswände von Wandprüfungen wurden Monolitzen Ø 0,6" der Firma SUSPA/DSI verwendet. Diese nach ETA-03/0036 [N 19] bauaufsichtlich zugelassenen Spannlitzen bestehen aus 7 Einzeldrähten (Ø 0,6", St 1570/1770). Sie sind gegen Korrosion werkseitig mit Korrosionsschutzfett in einer PE-Ummantelung geschützt, s. [N 20].

In Tabelle 4.11 sind Angaben aus [N. 19] und [N 20] zu Materialeigenschaften des Spannstahls der Monolitzen zusammengefasst.

Tabelle 4.11: Werkstoffeigenschaften des Spannstahls der Monolitzen nach [N 19] und [N 20]

Querschnitt	Durchmesser ¹⁾	Zug-Elastizitätsmodul	Güte		Zugfestigkeit	
A_p	d_p	E_p	$R_{p0,2}$	R_m	$f_{p0,1k}^{2)}$	f_{pk}
[mm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	
140	20	195 000	1570	1770	1500	1770

¹⁾mit PE-Ummantelung; ²⁾Zugfestigkeit bei der 0,1%-Dehngrenze

4.6 Werkstoffgesetze

4.6.1 Einaxial druckbeanspruchtes Mauerwerk

Für numerische Analysen zum Tragverhalten des einaxial druckbeanspruchten Mauerwerks wurde ein Werkstoffgesetz verwendet, mit dem auch Spannungs-Dehnungsverläufe unterschiedlicher Mauerwerksarten individuell abgebildet und mathematisch leicht formuliert werden können. Hierzu dienen die Rechenansätze nach Gl.(4.23) bis (4.27), mit denen neben dem ansteigenden auch der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie beschrieben werden kann. Diese Rechenansätze wurden für die Beschreibung des Werkstoffgesetzes von druckbeanspruchtem Beton entwickelt und eingesetzt. Ihre Anwendbarkeit für einaxial druckbeanspruchtes Mauerwerk wurde von Meyer/Schubert, Gunkler sowie Marzahn bestätigt, s. [Me. 2], [Gu. 1], [Ma. 15].

a) Spannungs-Dehnungsverlauf bis zum Erreichen der Mauerwerksdruckfestigkeit f bzw. „ansteigender Ast“:

$$0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{m1} :$$

$$\sigma(x) = f \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{m1}} \right)^{n_1} \right) \quad (4.23)$$

dabei Nichtlinearität

$$n_1 = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_{m1}}{f} \geq 1 \quad (4.24)$$

mit

E_0 Ursprungsmodul, kann aus dem experimentell bestimmten Elastizitätsmodul E_M wie folgt berechnet werden:

$$E_0 = 1,1 \cdot E_M \quad (4.25)$$

f mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit,

ε_{m1} Mauerwerksdehnung.

b) Spannungs-Dehnungsverlauf nach Erreichen der Mauerwerksdruckfestigkeit f bzw. „abfallender Ast“:

$$\varepsilon_{m1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{mu} :$$

$$\sigma(\varepsilon) = \frac{f}{1 + n_2 \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{m1}} \right)^2} \quad (4.26)$$

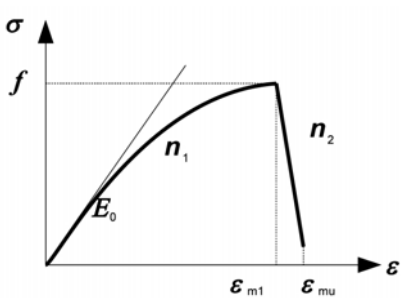
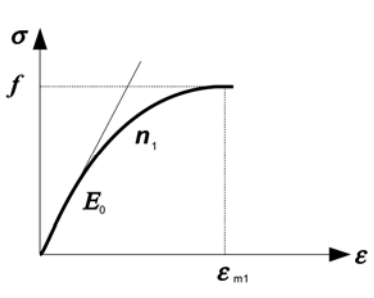
dabei Nichtlinearität

$$n_2 \geq 0 \quad (\text{frei wählbar}) \quad (4.27)$$

Der Spannungsverlauf nach Überschreitung des Dehnungswertes ε_{m1} bis zur Bruchdehnung ε_{mu} wird durch den Faktor n_2 berücksichtigt.

Für die numerische Simulation der im Rahmen dieser Arbeit analysierten Mauerwerkswände wurden die in Tabelle 4.12 dargestellten Werkstoffgesetze gewählt. Die verwendeten Mittelwerte der Materialkenngrößen werden dort ebenfalls angegeben.

Tabelle 4.12: Werkstoffgesetze druckbeanspruchten Mauerwerks

		Rechnerische Überprüfung von Versuchsergebnissen zu	
		Biegedrucktragverhalten ¹⁾	Querkrafttragverhalten ²⁾
			
Ursprungsmodul	E_0 [N/mm ²]	10230	5280
Druckfestigkeit	f [N/mm ²]	15,08	17,17
Dehnungswerte bei Höchstspannung	ϵ_{m1} [mm/m]	2,85	4,64
Bruchdehnung	ϵ_{mu} [mm/m]	2,99	
Nichtlinearität	n_1, n_2 [-]	$n_1 = 1,93; n_2 = 2713$	$n_1 = 1,43$

¹⁾aus [Sch. 17]; ²⁾aus [Wi. 1]

4.6.2 Zweiaxial in der Ebene beanspruchtes Mauerwerk

Aufgrund der in Abschnitt 4.4.3.2 genannten Vorteile wird der Ansatz nach *Ganz/Thürlimann* als Grundlage für die numerische Tragfähigkeitsbestimmung der vorgespannten Mauerwerkswände im Hinblick auf ihre zweiaxiale Beanspruchbarkeit herangezogen. Bild 4.12 zeigt das Werkstoffgesetz des zweiaxial in der Ebene beanspruchten Mauerwerks nach der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 266:2003 [N 18], das eine Vereinfachung der Zusammenhänge von Bild 4.11 ist.

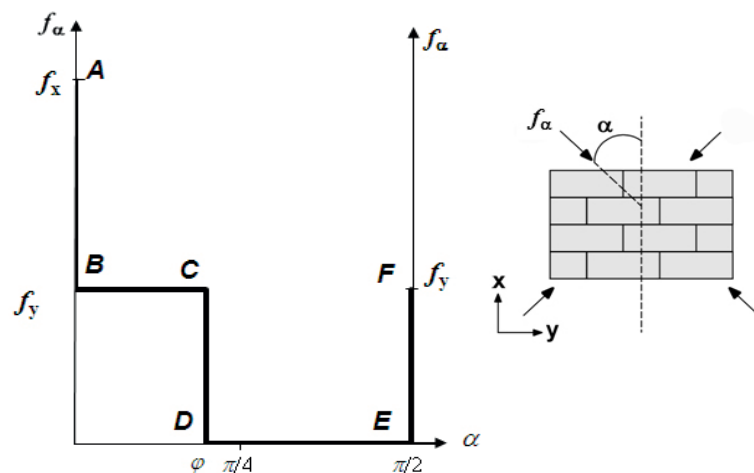


Bild 4.12: Rechnerische Druckfestigkeit f_α mit Koordinatenbezeichnung in Abhängigkeit des Beanspruchungswinkels α nach SIA 266:2003 [N 18], [Zi. 2]

Die rechnerische Mauerwerksdruckfestigkeit f_{α} wird dabei in Abhängigkeit der Fugenneigung α angegeben. Für senkrecht zur Lagerfuge verlaufende Spannungen wird die vertikale Druckfestigkeit f_x erreicht. Sobald die Spannungen infolge einwirkender Horizontalkräfte nicht mehr senkrecht zur Lagerfuge verlaufen, fällt die Druckfestigkeit auf den Wert der horizontalen Druckfestigkeit f_y ab. Überschreitet die Neigung des Spannungsfeldes den Winkel φ der inneren Reibung der Lagerfugen, fällt die einachsige Druckfestigkeit infolge des Gleitens auf 0 ab, um für $\alpha = 90^\circ$ wieder auf die Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen anzusteigen. Der Winkel $\alpha = 90^\circ$ entspricht einer Symmetrie, s. [Zi. 2]. Die Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge hängt von der Steinart und der Ausführung von Stoßfugen ab, s. Tabelle 4.8.

4.6.3 Spannstahl

Das Werkstoffgesetz des verwendeten Spannstahls der im Rahmen dieser Arbeit behandelten vorgespannten Kalksandsteinwänden kann durch eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 3.3.1 (1) [N 13] beschrieben werden.

Bild 4.13 stellt die Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls aus der DIN EN 1992-1-1:2011 [N 13] dar. Dabei sind die 0,1%-Dehngrenze ($f_{p0,1k}$) und die Zugfestigkeit (f_{pk}) als die charakteristischen Werte der Last an der 0,1%-Dehngrenze und der Höchstlast unter axialem Zug definiert.

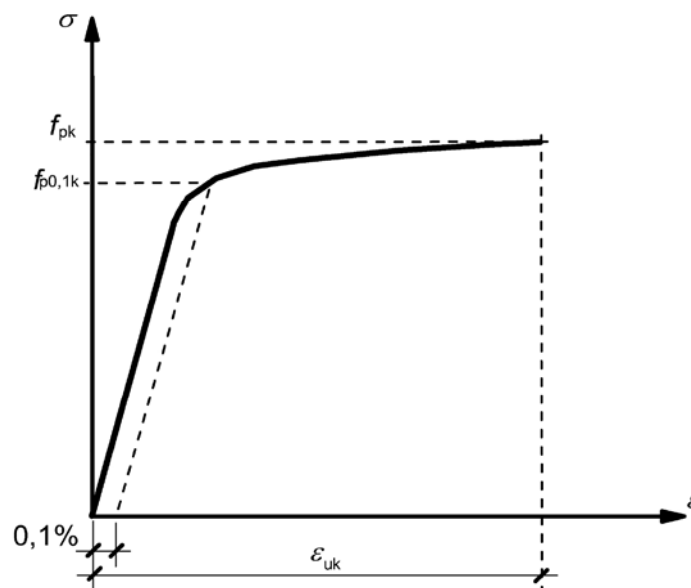


Bild 4.13: Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls aus der DIN EN 1992-1-1:2011 [N 13]

5 Experimentelle Untersuchungen an Mauerwerkswänden

5.1 Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt werden für diese Arbeit ausgewertete, am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig bzw. an der Hochschule OWL durchgeführte experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände vorgestellt, s. [Bu. 1, 3, 5], [Gu. 3, 4, 6, 17]. Dies sind Versuche zum Tragverhalten der Mauerwerkswände unter Einzellasten, zum Biegedrucktragverhalten sowie zum Querkrafttragverhalten in ihrer Ebene vorgespannter Mauerwerkswände.

5.2 Wände mit Beanspruchungen durch Einzellasten - Teilmodul SE

Zur Beschreibung des Tragverhaltens der Mauerwerkswände unter Einzellasten bzw. örtlichen Spannkrafteinwirkungen haben *Gunkler/Dashkhuu* vier Mauerwerkswände experimentell untersucht, s. [Gu. 17]. Das Ziel dieser Untersuchungen war es zunächst, die Übertragbarkeit der in Abschnitt 4.4.1.3 beschriebenen Versuchsergebnisse von *Budelmann/Gunkler* ([Bu. 4], [Gu. 7]) auf andere Mauerwerksarten zu überprüfen. Hierzu wurden Wände aus Porenbetonsteinen und Dünnbettmörtel gewählt, da Porenbetonsteine unter Druckbeanspruchung ein nahezu isotropes Materialverhalten sowie eine vergleichsweise hohe Verformbarkeit aufweisen. Als Versuchsparametergrößen wurden die Stoßfugenvermörtelung, die Belastungsanordnung sowie die Längenabmessung von Lastverteilerbalken gewählt. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Wandversuche mit Beanspruchungen durch Einzellasten

Prüfwand	W1	W2	W3	W4
Abmessungen l/h/t [m]	1,875/1,75/0,115			
Mauerwerk	PPW 4 - 0,55 - NF (624 / 249 / 115), DM			
Stoßfugenvermörtelung	-	+	+	+
Lastverteilerbalken	-	-	+	+ ¹⁾
Belastung	randnah ²⁾	randnah ²⁾	randnah ²⁾	randnah ²⁾

¹⁾ nicht durchgehend, l/b/h: 50/11,5/15 cm; ²⁾ im Abstand von 25 cm zur Versuchskörperaußenkante

Die Wände wurden im Läuferverband gemauert. Das Überbindemaß \ddot{u} betrug eine halbe Steinlänge ($\ddot{u} = 0,5 \cdot l_{st}$). Alle Versuchswände wurden bis zur Prüfung in einer geschlossenen Prüfhalle bei einer Temperatur von 18 bis 22 °C und bei etwa 40 bis 65% relativer Luftfeuchtigkeit 28 Tage gelagert. Die Wände wurden durch Einzellasten beansprucht, die über Stahlplatten direkt oder indirekt über Lastverteilerbalken in das Mauerwerk kraftgesteuert eingeleitet wurden.

In Bild 5.1 sind Wand 1, Wand 3 und Wand 4 sowie die gewählten Messstellen abgebildet.

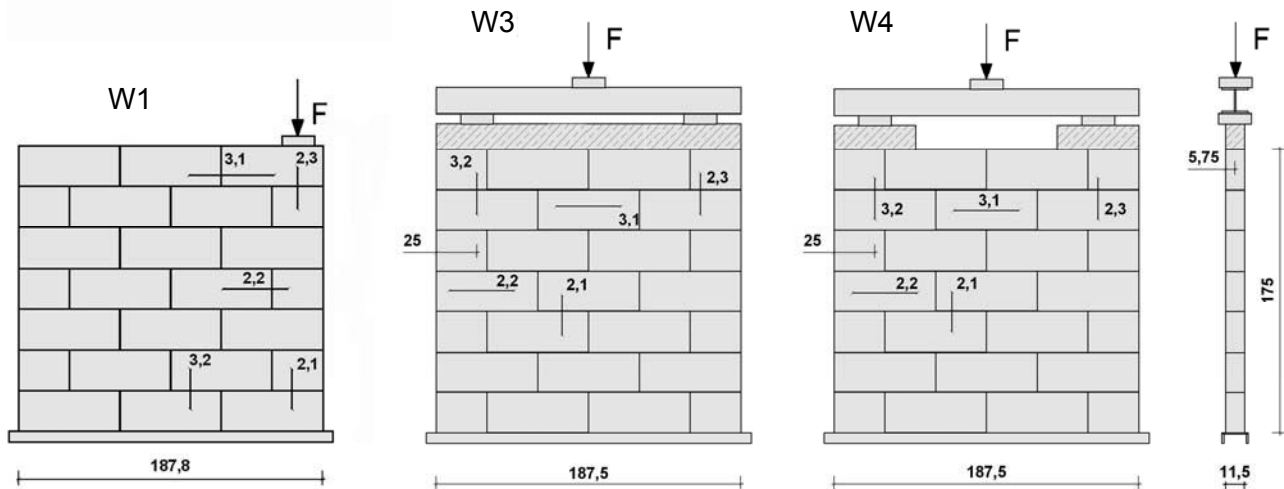


Bild 5.1: Versuchsaufbau und Lage der Belastung der Wände W1 (links), W3 (mitte) und W4 (rechts) mit Angaben der Messstellen [Gu. 17]

Bei der Wand W1 war eine Lasteinleitung über Stahlplatten direkt in das Mauerwerk möglich, s. Bild 5.1. In der obersten Steinschicht befanden sich bei den Wänden W3 und W4 jeweils zwei halbe Steine. Die randnahe Lasteinleitung erfolgte oberhalb der ersten Stoßfuge. Die Messstellen wurden so angeordnet, dass eine mögliche Ausbreitung der Mauerwerksspannungen unter 60° zur Horizontalen messtechnisch überprüft werden konnte, Bild 5.2.

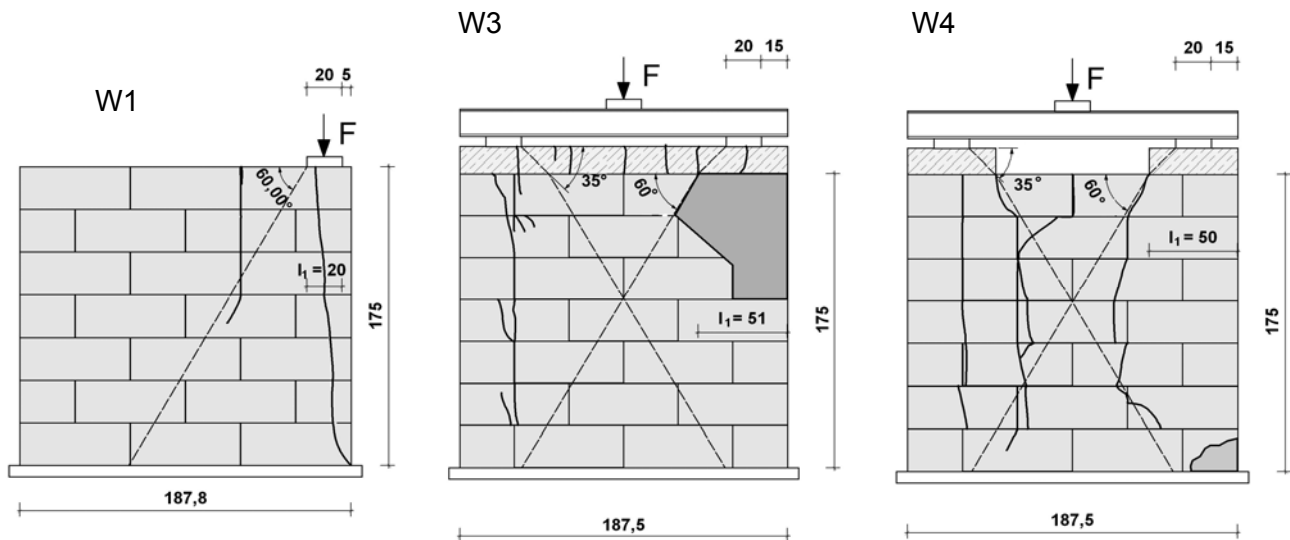


Bild 5.2: Rissbilder der Wände W1 (links), W3 (mitte) und W4 (rechts) [Gu. 17]

Aufgezeichnet wurden die einwirkende Kraft F (Risslast $F_{\text{exp,cr}}$, Bruchlast $F_{\text{exp,u}}$), Längenänderungen über potentiometrische Wegaufnehmer und Rissverläufe im Mauerwerk. Die Rissverläufe der Versuchswände W1, W3 und W4 sind in Bild 5.2 dargestellt.

In Tabelle 5.2 sind die Versuchsergebnisse aufgeführt.

Tabelle 5.2: Versuchsergebnisse zur Spannkrafteinleitung von vorgespanntem Mauerwerk

Versuchswand	Belastungsfläche ⁴⁾ $l_i/b/d$ [mm]	Prüfalter [d]	Erstrisslast $F_{exp,cr}$ [kN]	Bruchlast $F_{exp,u}$ [kN]	Versagensart ⁵⁾
W1 ¹⁾	200/115/20	28	45	90	D-MW
W1 ²⁾			45	80	SPZ -MW
W2 ³⁾			24	83,5	STB-MW
W3 ³⁾			75	160	D-MW
W4 ³⁾			35	120	D-MW

¹⁾Prüfkraft randnah, links; ²⁾Prüfkraft randnah, rechts; ³⁾wird aufgrund statisches System für $F_{exp} = F/2$ angenommen, s. Bild 5.2; ⁴⁾Abmessung der lastverteilende Stahlplatte; ⁵⁾D-MW: Druckversagen in Restfläche; SPZ-MW: Spaltzugversagen in der Teilfläche; STB-MW: Stabilitätsversagen eines Wandabschnittes

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass sich erste Risse überwiegend bei ca. 50 % der gemessenen Bruchlasten bildeten. Die Wand W3, bei der die Last über einen durchgehenden Lastverteilerbalken eingeleitet wurde, erreichte bis zu ca. 50 % höhere Erstrisslasten im Vergleich zu den anderen Wänden, s. Tabelle 5.2.

Die in Bild 5.3 rechts abgebildeten Last-Dehnungslinien der Wand W1 zeigen, dass am Wandfuß in der Randzone des angenommenen Ausbreitungsbereichs der Spannungen rechts neben einer Grenzlinie unter 60° zur Horizontalen nahezu keine Dehnungen gemessen wurden, s. Messstelle 3.2. Somit stellte sich eine steilere Lastausbreitung als unter 60° im Mauerwerk ein.

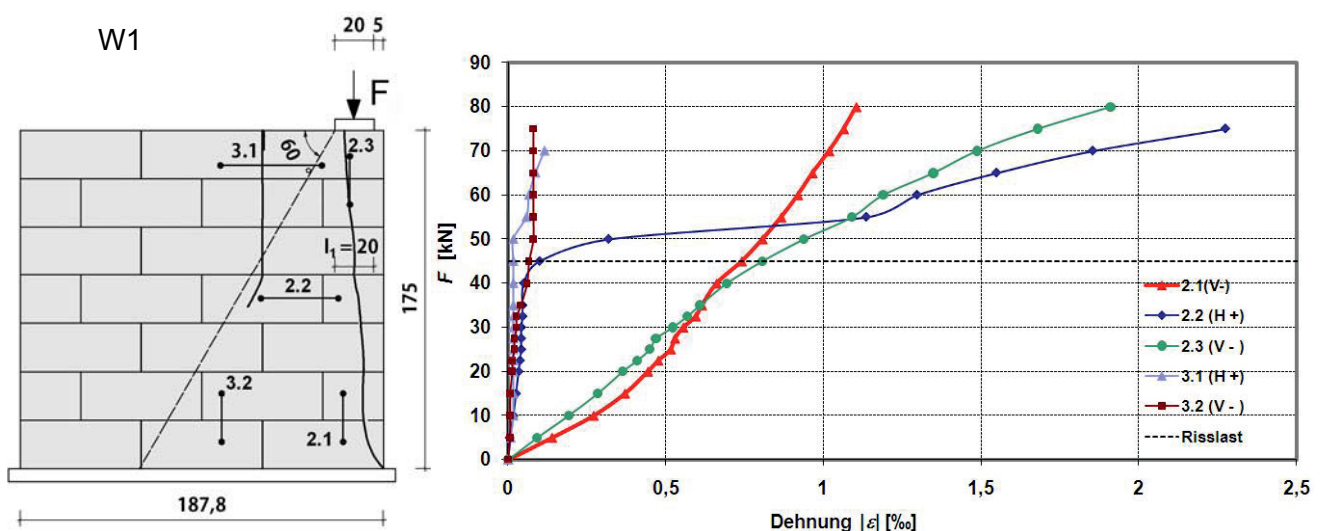


Bild 5.3: Last-Dehnungslinien der Wand W1 [Gu. 17]

Die Auswertungen der Wände W2, W3 sowie W4 zeigen ebenfalls derartige Ergebnisse, s. Anhang 2, Bild A-2.1 bis A-2.6.

Die Wandtraglasten stellten sich stets nach ausgeprägter Rissbildung unabhängig von der Stoßfugenvermörtelung ein. Die Rissbildung der Wände ließ pfeilerartige Wandabschnitte entstehen, deren Länge kleiner als die Länge war, die sich aufgrund einer Lastausbreitung unter einem Winkel von 30° zur Achse eines ggf. vorhandenen vertikalen Spannglieds in halber Wandhöhe ergeben würde. Hierdurch entstanden belastete Restwandabschnitte in den Versuchswänden, die überwiegend durch Überschreitung der örtlichen Drucktragfähigkeit des Mauerwerks am Wandkopf bzw. am Wandfuß oder durch Ausknicken versagten. Dieses Prüfergebnis ist auch bei der Knicksicherheitsberechnung durch Vorspannkkräfte teilflächenbeanspruchter Mauerwerkswände einzubeziehen.

Die Ergebnisse dieser Versuche werden dem Teilmodul **SE** (Spannkrafteinleitung) des Ingenieurmodells für Beanspruchungen infolge Einzellasten zugrundegelegt, s. Abschnitt 8.3.4.1.

5.3 Biegedruckbeanspruchung vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul B

Das Ziel der experimentellen Untersuchungen war die Quantifizierung möglicher traglastmindernder Einflüsse nach Theorie II. Ordnung auf das Biegedrucktragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände. *Budelmann/Gunkler* haben vorgespannte Mauerwerkswände aus Kalksandsteinen unter Druckbeanspruchung experimentell geprüft, s. [Bu. 1], [Gu. 3]. Die Spannglieder wurden dabei in durchgehende Lochungen der Steine, im folgenden „Spannkanäle“ genannt, geführt. Hierbei wurden die Verfüllung des Spannkanals und die Vorspannkraft als Versuchsparameter variiert. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 5.3 zusammengestellt.

Tabelle 5.3: Versuche zum Biegedrucktragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände

Mauerwerkswand		Wand A					Wand B				
Komponente	Mauerwerk	KS - R - R20 - 1,8 – 8 DF, DM									
	Spannglied	Monolitze Ø 0,6“, St 1570 / 1770, ME6 der Firma SUSPA ¹⁾									
Druckfestigkeit	f _k [N/mm ²]	15,08 ²⁾									
Abmessungen	l/h/t [m]	0,5/3,34 ³⁾ /0,115									
Schlankheit	λ [-]	29									
Lastausmitte	e _l [cm]	2,0									
Spannkanal		nicht verfüllt					verfüllt				
Vorspannkraft	P [kN]	0	50	100	125	150	0	50	100	125	150

¹⁾ s. [N 19] und [N 20]; ²⁾ s. Tabelle 4.6; ³⁾ Systemhöhe

Bei den Versuchen zur Wand A blieb der Spannkanal unverfüllt. Zur Verfüllung des Spannkanals von Wand B wurde ein handelsüblicher Einpressmörtel eingesetzt. Bei der Herstellung der Versuchswände wurde ein unterer Lasteinleitungskörper aus Stahlbeton C 30/37 mit einbetoniertem selbständigen Festanker der Firma SUSPA verwendet, s. [Su. 1].

Oberhalb des oberen Lasteinleitungskörpers befand sich der Losanker, über den mittels Hohlkolbenpresse die unterschiedlichen Vorspannkkräfte aufgebracht wurden. Die Höhe der

Prüfwände einschließlich Lasteinleitungskörper betrug 300 cm. Der aus Mauerwerk hergestellte Wandbereich hatte eine Höhe von 200 cm, s. [Bu. 1], [Gu. 3].

Die Druckbelastung wurde exzentrisch zur Wandebene mit einer Lastausmitte von 2 cm am Wandfuß eingeleitet. Die äußere exzentrische Druckbelastung wurde solange gesteigert, bis sich ein deutlich nichtlineares Last-Verformungsverhalten des Mauerwerks einstellte. Danach wurde die Auflast F auf Null zurückgenommen, eine höhere Vorspannkraft P eingestellt und die Wand erneut durch F belastet. Druck- und Vorspannkraften wurden mit Kraftmessdosen gemessen. Die Verformungen der Wände senkrecht zu ihrer Ebene und die Mauerwerksdehnungen wurden in den $\frac{1}{4}$ -Punkten der Versuchswand mit induktiven Wegaufnehmern gemessen (Bild 5.4), s. [Bu. 1], [Gu. 3].

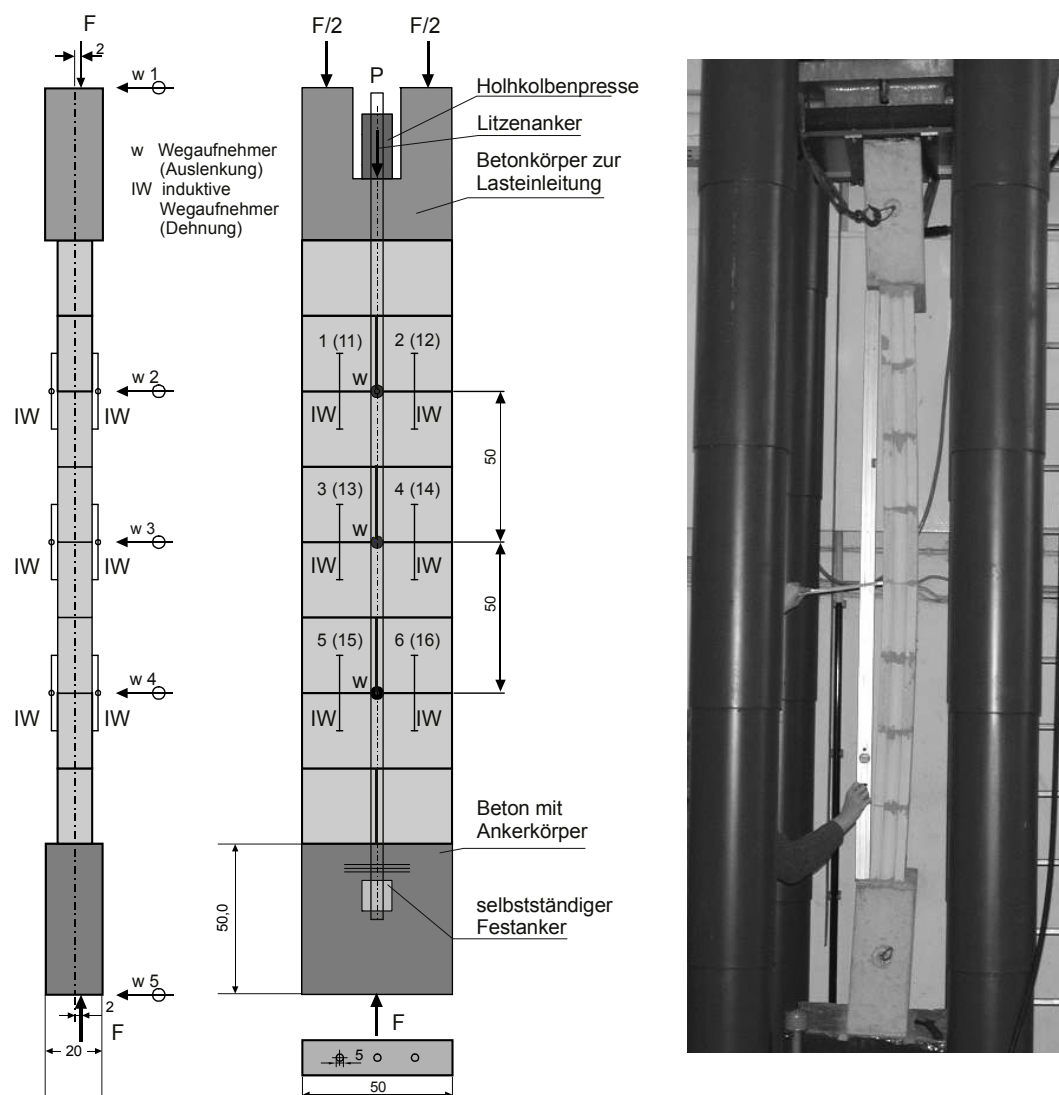


Bild 5.4: Versuchsaufbau und Wandverformung [Bu. 1], [Gu. 3]

In Bild 5.5 sind die Mittendurchbiegungen der Wand A dargestellt, die bei unterschiedlichen Vorspannkraften ermittelt wurden.

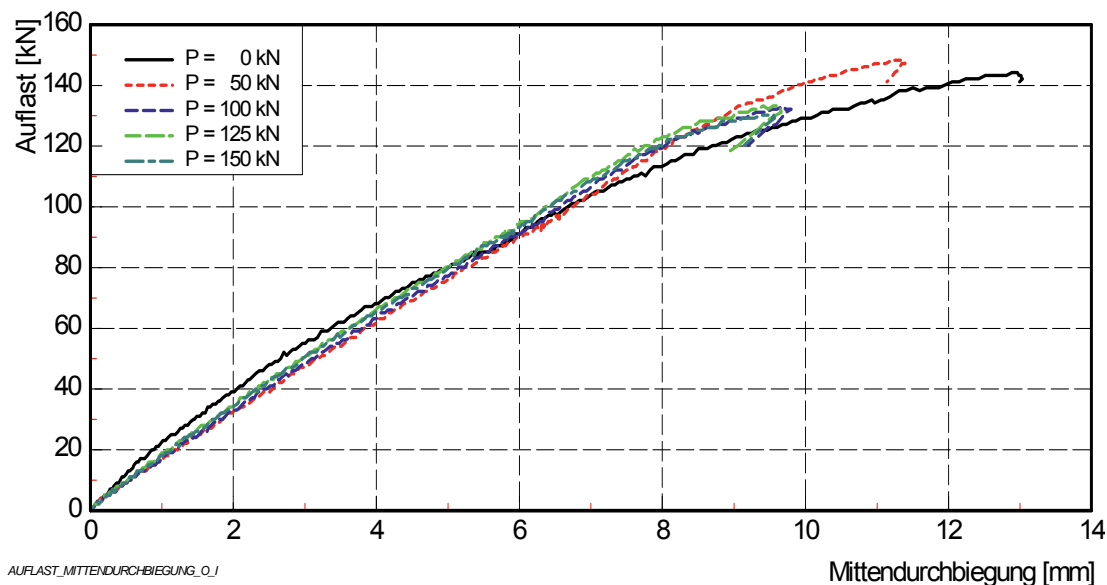


Bild 5.5: Last-Verformungslinien der Wand A [Bu. 1], [Gu. 3]

Die in Bild 5.6 dargestellten Last-Durchbiegungslinien wurden an der Wand B gemessen.

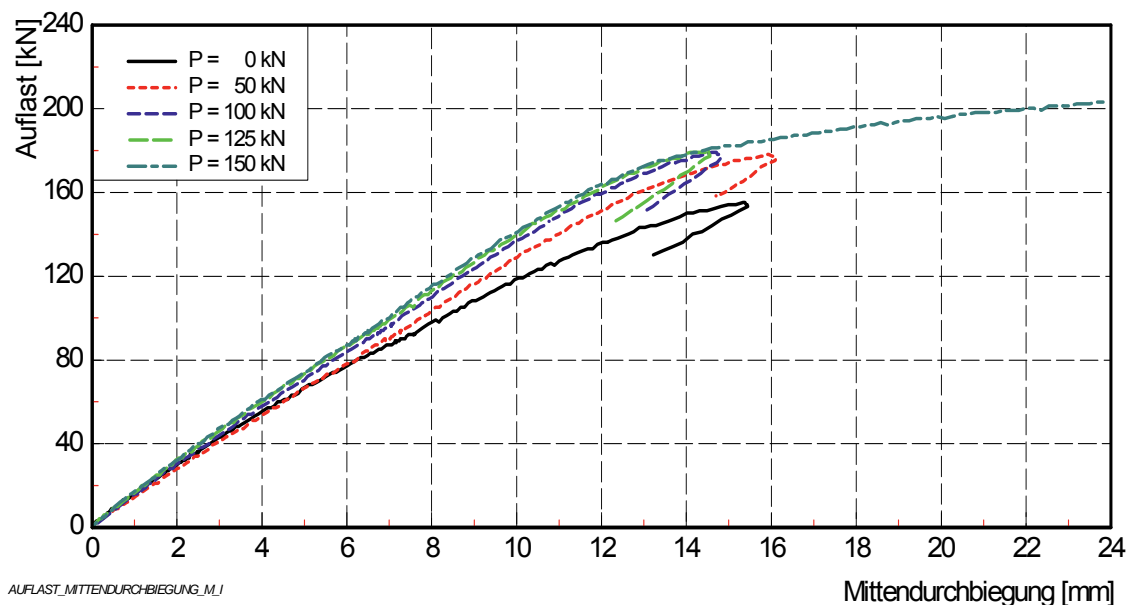


Bild 5.6: Last-Verformungslinien der Wand B [Bu. 1], [Gu. 3]

Die Last-Verformungslinien zeigen, dass bei Wand B (Bild 5.6) mit verfülltem Spannkanaal bei gleicher Vorspannkraft gegenüber der Wand A größere Auflastwerte erreicht werden konnten.

Bild 5.7 und Bild 5.8 zeigen die Biegelinien der Wände bei unterschiedlichen Normalkräften N . Als Normalkraft N wurde hier jeweils die Summe aus Vorspannkraft P und Auflast F erfasst.

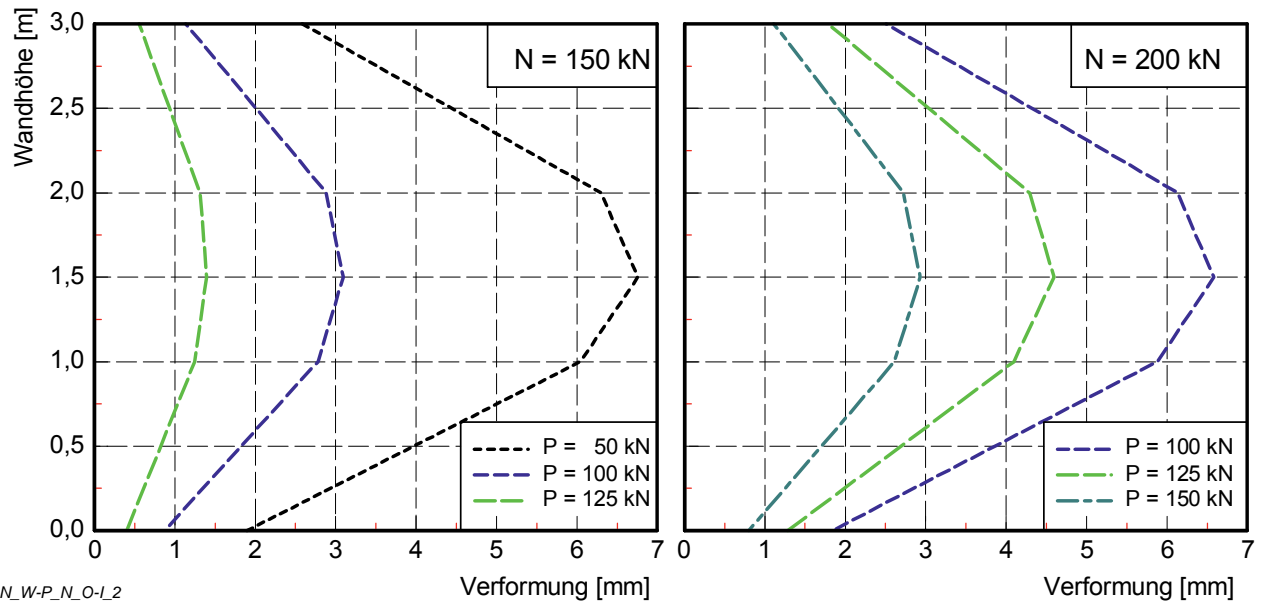


Bild 5.7: Biegelinien der Wand A [Bu. 1], [Gu. 3]

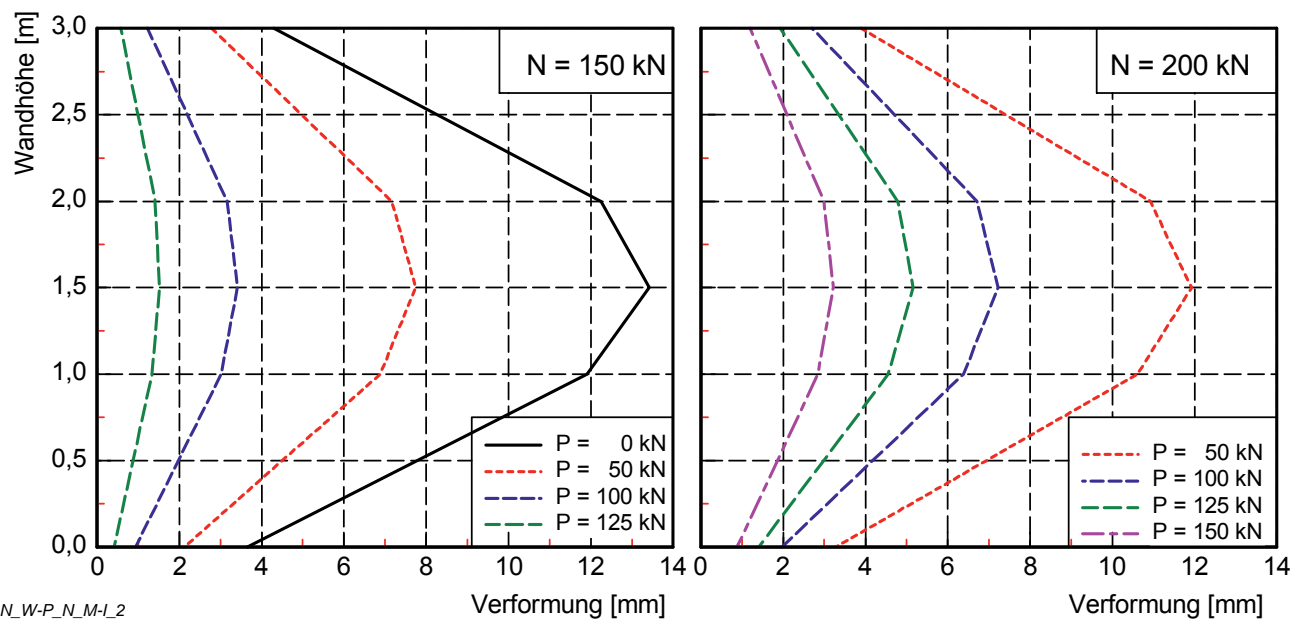


Bild 5.8: Biegelinien der Wand B [Bu. 1], [Gu. 3]

Aus Bild 5.7 und Bild 5.8 wird deutlich, dass die Durchbiegung der Wand mit zunehmender Vorspannkraft abnimmt. In Wandmitte bilden sich kritische Beanspruchungszustände. Die Versuchswand B zeigt bei gleicher Vorspannkraft gegenüber der Versuchswand A mit nicht verfülltem Spannkanaal geringere Verformungen in der Wandmitte.

Aus diesen Untersuchungsergebnissen können die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung auf die Tragstruktur der biegedruckbeanspruchten vorgespannten Mauerwerkswände infolge einer möglichen Verschiebung der Spannglieder im Hüllrohr quer zur Wand nicht vollständig quantifiziert werden, da die Wände nicht in allen Fällen bis zum Bruch belastet wurden. Daher waren ergänzende rechnerische Untersuchungen notwendig, die in Abschnitt 7.3 beschrieben werden.

5.4 Scheibenschubbeanspruchung vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul S

Zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände werden die von *Budelmann/Gunkler* im Rahmen des Forschungsvorhabens „Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigen Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand“ durchgeführten Wandversuche herangezogen, s. [Bu. 3, 5], [Gu. 4, 6]. Die vier Wandscheiben wurden mit Abmessungen und Auflasten geprüft, wie sie in bis zu dreigeschossigen Wohnbauten zur Gebäudeaussteifung auftreten können. Im Versuch wurde das Tragverhalten der Mauerwerkswand des untersten Geschosses geprüft.

Alle Wände wurden mit je zwei Monolitzen vorgespannt sowie mit einem Kopfbalken versehen, der die verdrehungsbehindernde Wirkung der Decken über der schiebenschubbeanspruchten Mauerwerkswand simuliert. Als Mauersteine wurden die in Tabelle 4.1 beschriebenen Kalksand-Planblocksteine mit durchgehender Lochung verwendet. Mauermörtel und Spannlitzen sind identisch mit den in den Versuchen zur Biegedruckbeanspruchung vorgespannter Wände verwendeten Materialien, s. Tabelle 5.3.

Bild 5.9 zeigt exemplarisch die Versuchswand W1 im Versuchsstand.

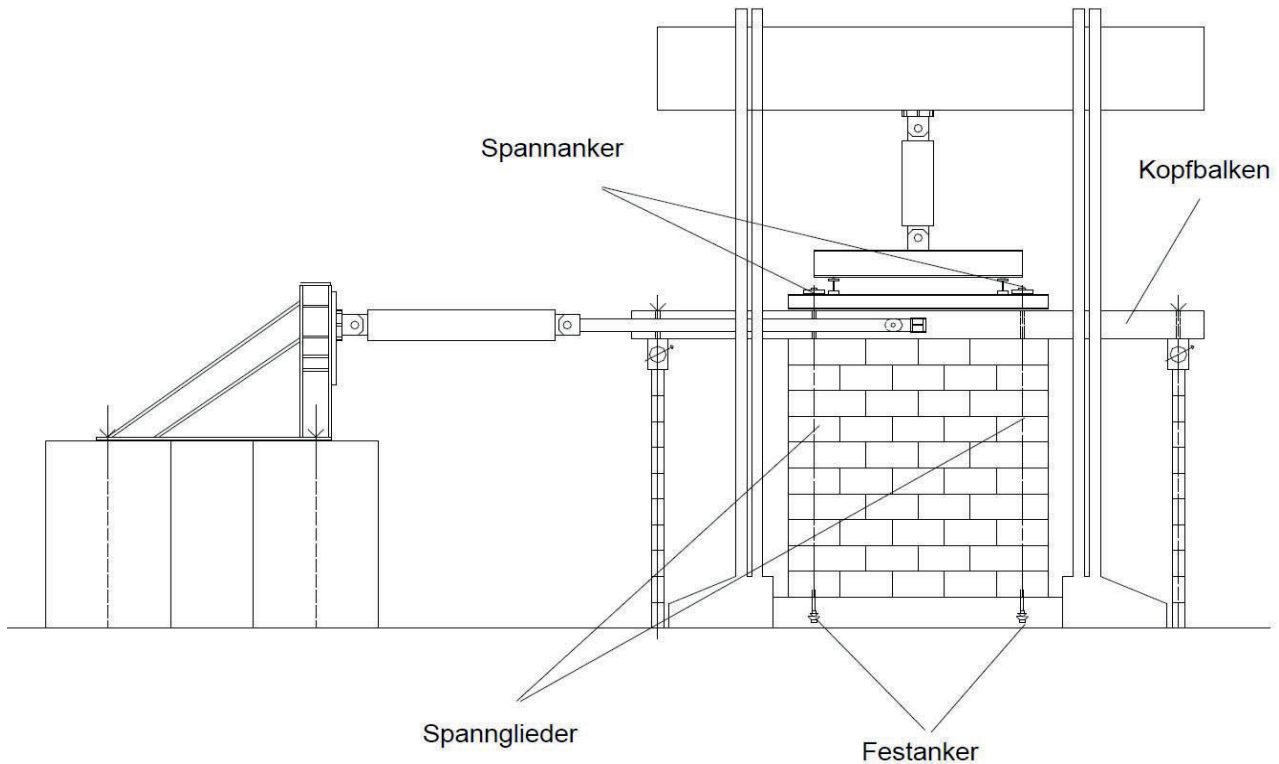


Bild 5.9: Versuchsaufbau von Prüfkörper W1 [Bu. 5], [Gu. 6]

Im Vergleich zur Versuchswand W1 wurde bei den übrigen Wänden W2 bis W4 neben der Wandlänge auch der Abstand der Spannglieder variiert, s. Tabelle 5.4.

Tabelle 5.4: Versuche zum Querkrafttragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände
[Bu. 5], [Gu. 6]

Versuchswand	W1	W2	W3	W4
Wandhöhe [m]	2,50			
Wanddicke [m]	0,175			
Wandlänge [m]	2,50		1,25	
Abstand der Spannglieder [m]	2,00	1,25	0,75	0,75
Kopfbalkenlagerung	zweiseitig	zweiseitig	zweiseitig	einseitig
Vorspannung ($2 \cdot P$) [kN]	360	356	352	274

Zur Simulation der Belastung aus Obergeschossen von Gebäuden wurde eine Druckspannung aufgebracht, die in der untersten Lagerfuge einer Lagerfugenpressung von $\sigma = 0,50 \text{ N/mm}^2$ hervorrief. Zur Vermeidung einseitigen Abhebens des Kopfbalkens, was im Bauwerk durch eine Auflast verhindert wird, wurden im Auflagerbereich des Kopfbalkens zusätzlich Zugstangen angebracht. Die Wände wurden weggesteuert durch eine horizontale, statisch zyklisch wirkende Verschiebung am Wandkopf bis zu ihrem Versagen beansprucht, s. [Bu. 5], [Gu. 6].

Exemplarisch zeigt Bild 5.10 die Rissbildung der Versuchswand W1 im Bruchzustand.

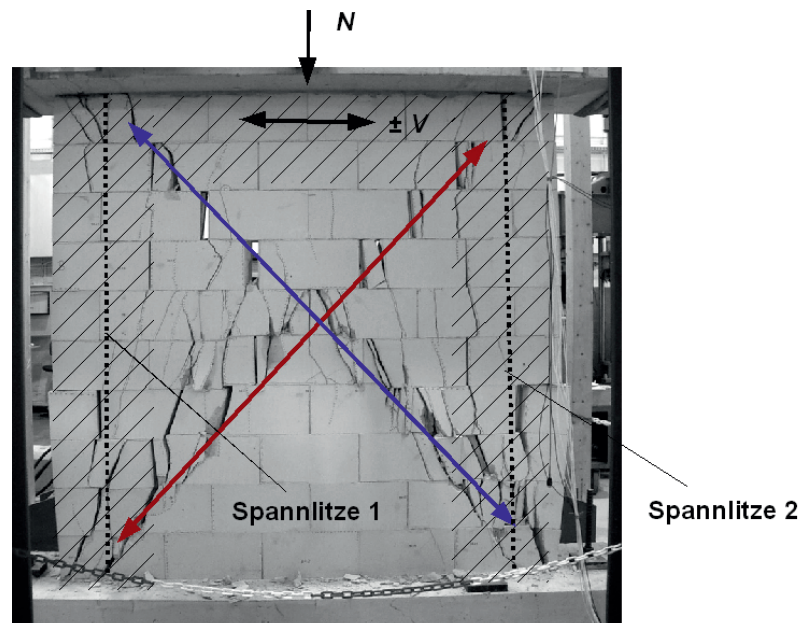


Bild 5.10: Rissbild der Wand W1 [Bu. 5], [Gu. 6]

Bei allen vier Wänden wurde das Versagen durch Zugbrüche der Mauersteine entlang der Wanddiagonalen sowie durch Druckversagen des Mauerwerks an den unteren Wandecken eingeleitet. Der vollständige Wandkollaps wurde bei allen Wänden durch das Abstützen der Mauersteine gegen die Spannlitzen verhindert, da sich durch die Spannglieder eine Rahmen- bzw. Pfeilerwirkung einstellte, s. schraffierter Bereich im Bild 5.10.

In Bild 5.11 sind beispielhaft für Wand 1 die aus den Messwerten ermittelten Hysterese曲ven dargestellt, die das typische Horizontalkraft-Verschiebungs-Verhalten der Wände beschreiben.

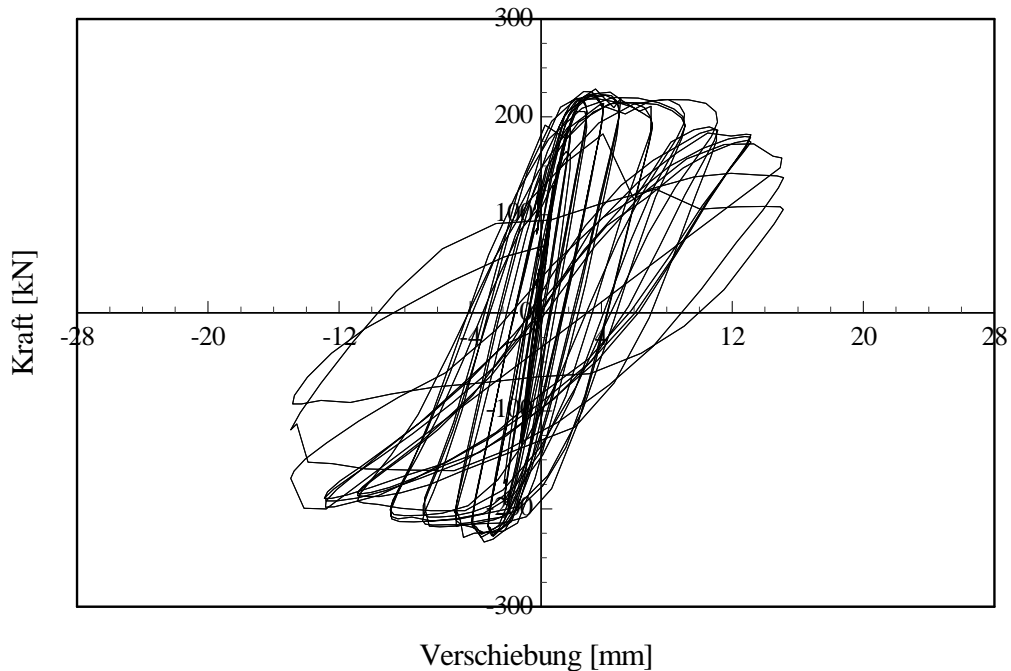


Bild 5.11: Horizontalkraft-Verschiebungs-Hysterese der Wand W1 [Bu. 5], [Gu. 6]

Die Hysterese曲ven der Wände W2, W3 sowie W4 sind in den Bildern A-2.7 bis A-2.9 im Anhang 2 dargestellt.

In Bild 5.12 sind die aus der jeweiligen Hysterese abgeleiteten Horizontalkraft-Verschiebungskurven der Versuchswände W1 bis W4 abgebildet. Hierzu wurden die Maximalwerte der aufgenommenen Horizontalkräfte für die jeweiligen Verformungsstufen miteinander zu einem Kurvenzug verbunden, s. [Bu. 5], [Gu. 6]. Diese werden auch als Schub-Kapazitätskurven bezeichnet.

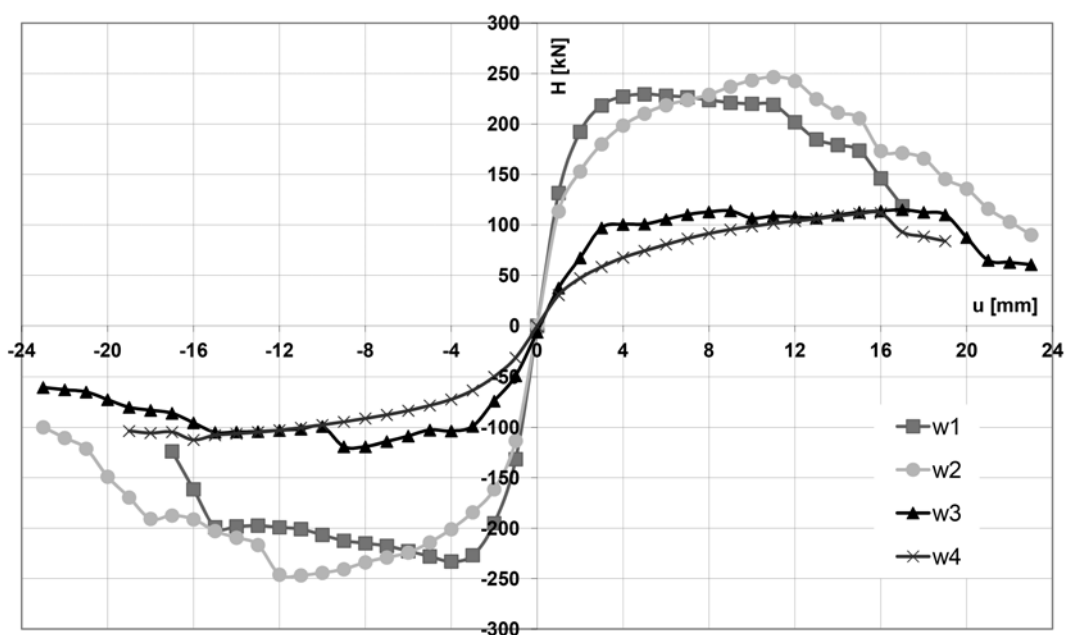


Bild 5.12: Schub-Kapazitätskurven der Wände W1 bis W4 [Bu. 5], [Gu. 6]

Die 2,5 m langen Wände W1 und W2 zeigten ein deutlich steiferes Tragverhalten und einen höheren Horizontallastwiderstand als die 1,25 m langen Wände W3 und W4. Die gleichmäßigere Normalkraftverteilung, infolge Vorspannung, verursacht bei den kürzeren Wänden W3 und W4 ein ausgeprägteres Duktilitätsverhalten. Sie besitzen jedoch aufgrund ihrer kürzeren Wandlänge eine deutlich geringere Schubtragfähigkeit. In Tabelle 5.5 sind einige signifikante Versuchsergebnisse zusammengestellt.

Tabelle 5.5: Versuchsergebnisse zur Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände in ihrer Ebene [Bu. 5], [Gu. 6]

		W1	W2	W3	W4
Horizontalkraft bei Erstriss	V_{cr} [kN]	217	223	110	101
		-227	-220	-114	-100
Horizontale Auslenkung bei Erstriss	u_{cr} [mm]	3,0	6,0	7,0	11,0
max. Horizontalkraft	V_{max} [kN]	230	240	114	105
		-233	-241	-109	-103
Horizontale Auslenkung bei max. Horizontalkraft	u_{max} [mm]	5,0	11,0	8,0	12,0
Spannkraftänderung in den Spannlitzen bei max. Horizontalkraft [kN]	$\Delta P_{1,max}$	4,50	2,75	6,75	8,50
	$\Delta P_{2,max}$	0,25	1,00	3,75	4,75

Es konnten die Veränderungen der Spannkraft P infolge der horizontalen Beanspruchung V mittels an den Spannankern angebrachten Kraftmessdosen gemessen werden. Bild 5.13 zeigt beispielhaft die Spannkraftverläufe in den Spannlitzen der Wand W1.

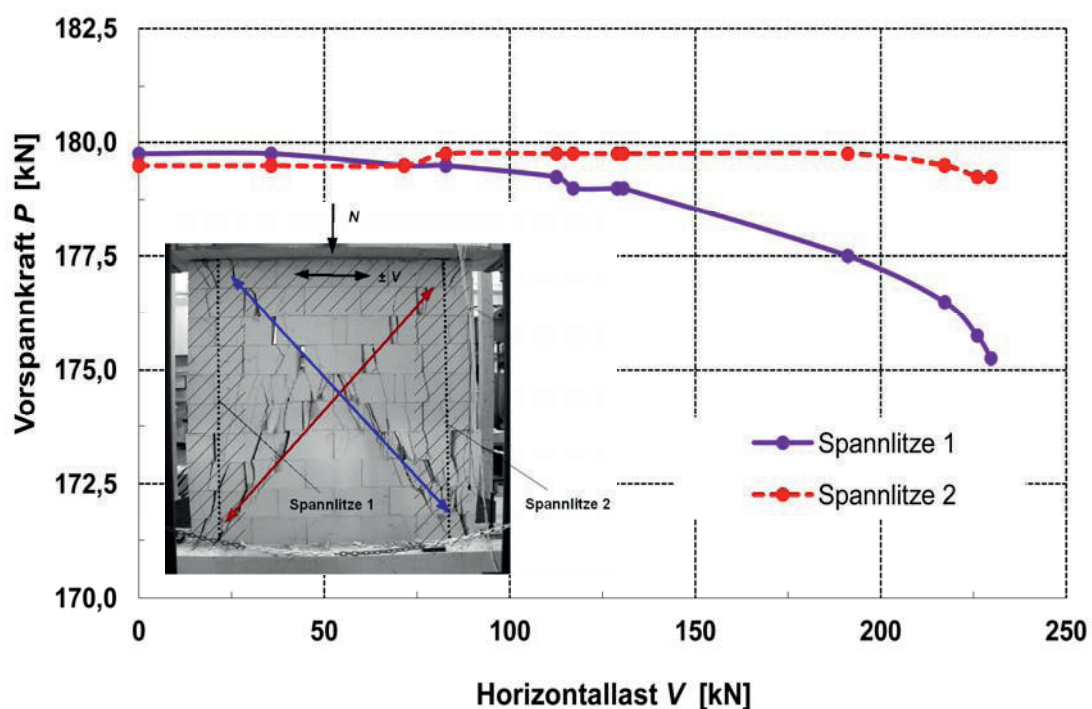


Bild 5.13: Spannkraftverläufe in den Spannlitzen der Wand W1 [Bu. 5], [Gu. 6]

Spannkraftabnahmen wurden in einer Größenordnung von nur 1% bis 4% bei Erreichen der maximalen Horizontalkraft gemessen. Hierbei wurde nur die in eine Richtung wirkende horizontale Beanspruchung betrachtet. Die Auswertungen der Versuchswand W2, W3 sowie W4 zeigen ebenfalls derartige Effekte, s. Anhang 2, Bild A-2.10 bis A-2.12. Die Spannkraftänderungen in den Spannlitzen werden für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände in ihrer Ebene im Abschnitt 8.3.4.3 berücksichtigt. Weitere Messdaten lieferten Messrosetten, die auf den Diagonalen der Wandscheiben beidseitig aufgebracht worden waren, s. Bild 5.14.

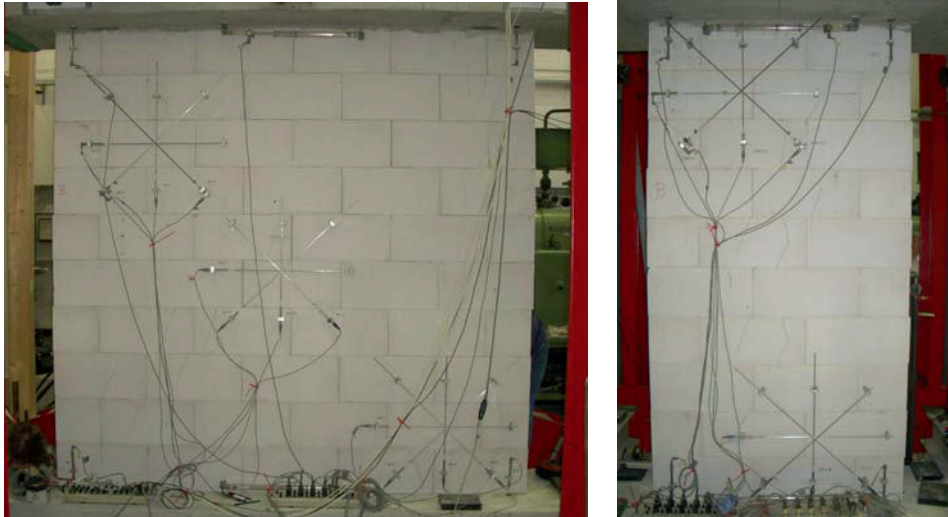


Bild 5.14: Instrumentierung der Wände W1 und W3 [Bu. 5], [Gu. 6]

Aus diesen Messwerten wurden zunächst die Richtung und Größe der Hauptdehnungen in Wandebene ermittelt. Hieraus lassen sich Rückschlüsse auf die Richtung möglicher Spannungsfelder in Abhängigkeit von der horizontalen Belastung ableiten. Theoretische Grundlage für die Auswertung der Messergebnisse von Messrosetten ist das Wyss'sche Verfahren der Bestimmung von Richtung und Größe der Hauptspannung im ebenen Spannungszustand, s. [Do. 1].

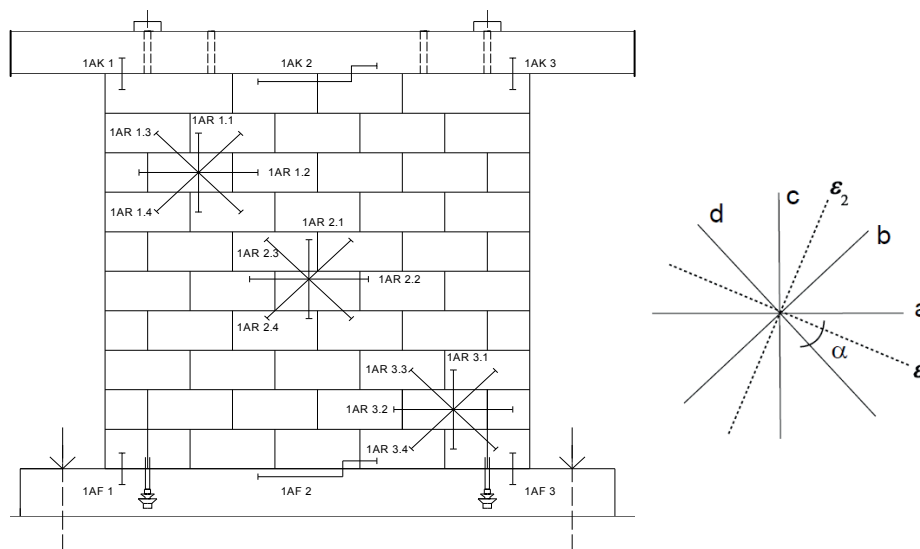


Bild 5.15: Rosettenanordnungen und -bezeichnungen der Wand W1 sowie Richtungsdefinitionen nach Wyss [Bu. 4], [Gu. 5], [Do. 1]

In Bild 5.15 sind beispielhaft die Rosettenanordnungen und -bezeichnungen der Versuchswand W1 sowie die Richtungsdefinitionen nach Wyss abgebildet. Eine Messrosette bestand aus vier induktiven Wegaufnehmern, mit deren Hilfe die Dehnungen des Mauerwerks infolge der horizontalen Beanspruchung in vier um 45° zueinander geneigten Richtungen gemessen wurden.

Durch Anwendung der Vorgehensweise von Wyss gelangt man zu den folgenden Bestimmungsgleichungen für die Hauptdehnung $\varepsilon_{1,2}$ eines Wandbereiches:

$$\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} \cdot \left((\varepsilon_a + \varepsilon_c) \pm \sqrt{(\varepsilon_a - \varepsilon_c)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_d)^2} \right) \quad (5.1)$$

Weiter ist

$$\tan 2\alpha = -\frac{(\varepsilon_b - \varepsilon_d)}{(\varepsilon_a - \varepsilon_c)}, \quad |\alpha| \leq 45^\circ \quad (5.2)$$

mit

ε_1 Hauptdruckdehnung,

ε_2 Hauptzugdehnung,

α Winkel der Hauptdruckdehnungsrichtung,

ε_a in Richtung a gemessene Dehnung, s. z. B. Wegaufnehmer 1AR 1.2, Bild 5.15,

ε_b in Richtung b gemessene Dehnung, s. z. B. Wegaufnehmer 1AR 1.4, Bild 5.15,

ε_c in Richtung c gemessene Dehnung, s. z. B. Wegaufnehmer 1AR 1.1, Bild 5.15,

ε_d in Richtung d gemessene Dehnung, s. z. B. Wegaufnehmer 1AR 1.3, Bild 5.15.

Für die Richtung- und Größenermittlung der Hauptdehnungen in Wandebene wurde der erste Quadrant der in Bild 5.12 abgebildeten Schub-Kapazitätskurve gewählt. Hierbei wurden nur die in eine Richtung wirkenden horizontalen Beanspruchungen betrachtet, um die von Ganz [Ga. 3] erstellte Hypothese zur Schubtragfähigkeit der Mauerwerkswänden (s. Abschnitt 4.4.2.2) zu bestätigen. Es wurden drei markante Belastungsstufen der Horizontallast ausgewählt, die in Bild 5.16 qualitativ angegeben sind.

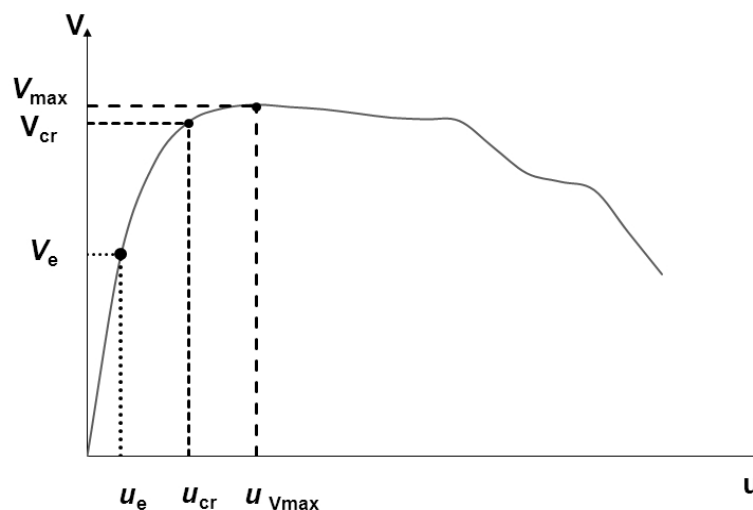


Bild 5.16: Schub-Kapazitätskurve der Wand W1

Die erste Belastungsstufe ist gekennzeichnet durch die elastische Grenzlast (V_e). Die Grenzlast der zweiten Stufe ist die Erstrisslast (V_{cr}). Die dritte Grenzlast markiert die horizontale Höchstlast (V_{max}). Für die jeweiligen Belastungsstufen wurden aus den Messergebnissen die Richtung und die Größe der Hauptdehnungen der mit Messrosetten ausgestatteten Wandbereiche mittels der Gleichungen (5.1) und (5.2) bestimmt. In Bild 5.17 sind die Horizontallast-Hauptdehnungs-Beziehungen für die Wand W1 dargestellt. Die Werte für die o.g. Belastungsstufen (V_e), (V_{cr}) und (V_{max}) sind hervorgehoben.

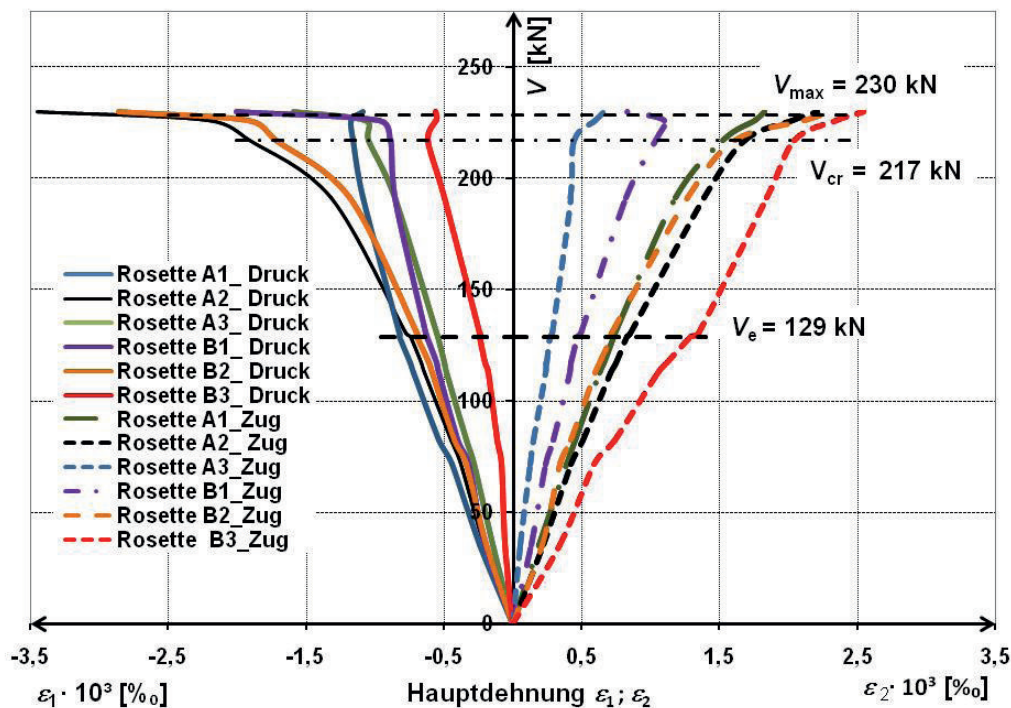


Bild 5.17: Last-Dehnungslinien der Wand W1

Die Hauptdehnungsrichtungen der Wandbereiche mit Messrosetten wurden als Neigungswinkel der Hauptdruckdehnung ε_1 zur Senkrechten ausgedrückt und in Bild 5.18 dargestellt.

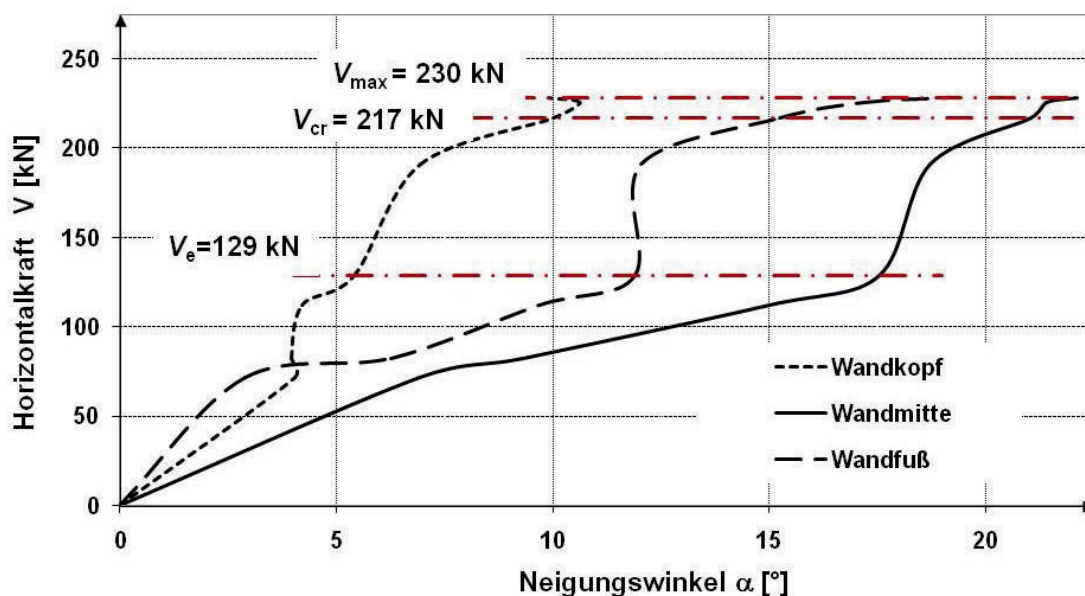
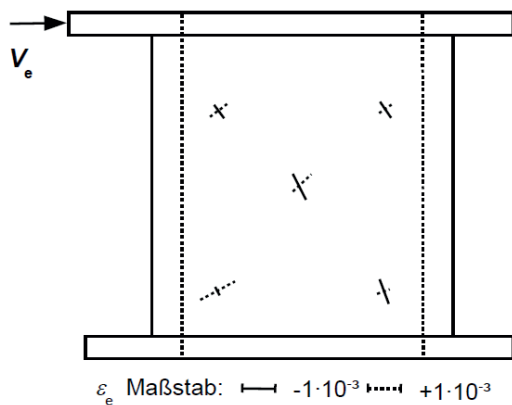


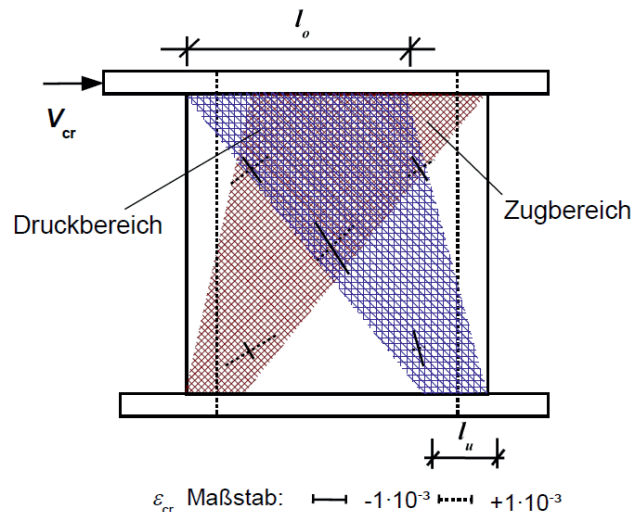
Bild 5.18: Richtungen von Hauptdruckdehnung der Wand W1

In Bild 5.19 sind die Richtung bzw. Größe der Hauptdehnung (als Pfeile dargestellt) sowie fächerartige Hauptdehnungsfelder der Wand W1 für die o.g. drei Belastungsstufen qualitativ abgebildet.

a) elastische Grenzlast



b) Erstrisslast



c) Höchstlast

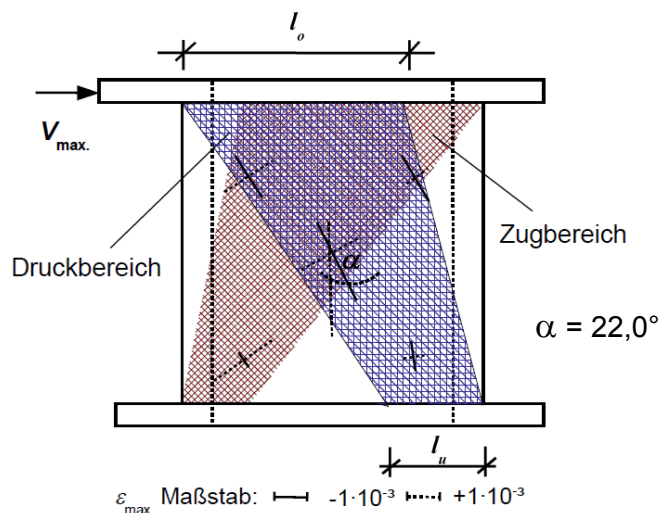


Bild 5.19: Hauptdehnungen ε und Hauptdehnungsfelder der Wand W1

Aus Bild 5.18 und Bild 5.19 wird ersichtlich, dass schon in der elastischen Phase eine Ausrichtung der Hauptdehnungen vom Wandkopf hin zum Wandfuß festzustellen ist. Im rechten unteren Wanddeckbereich ist die Stauchung betragsmäßig größer als in den übrigen Wandbereichen. Der Neigungswinkel der Hauptdruckdehnung ε_1 zur Senkrechten ist in Wandmitte (Messrosette A2) mit $\alpha = 17,5^\circ$ am größten.

In der 2. Belastungsstufe (Erstrisslast) nehmen Richtung und Größe der Hauptdehnungen mit zunehmenden Horizontalbelastungen überproportional zu. Aus der Richtungsänderung der Hauptdehnungen unterschiedlicher Wandbereiche lässt sich ein bogenartiger Dehnungsverlauf in Wandebene ableiten. Diese Dehnungszustände werden hinsichtlich ihrer Verteilung vereinfachend als fächerförmige Dehnungsfelder angenommen. Somit stellt der blau schraffierte Bereich in Bild 5.19 b) ein Stauchungsfeld dar, dessen Breite vereinfachend über die Druckzonenbreiten am

Wandkopf und am Wandfuß bestimmt wird. Der rot schraffierte Bereich zeigt in Bild 5.19 b) das entsprechende Zugdehnungsfeld. Diese ergibt sich wohl aus Aufweitungen der Stoßfugen. Betragsmäßig überwiegen in dieser Laststufe die Stauchungen. Die Richtungen der Hauptdruckdehnungen sind hierbei geringfügig größer als in der 1. Belastungsstufe. In Wandmitte konnte ein maximaler Neigungswinkel der Wandbereiche in Höhe von $\alpha = 21^\circ$ ermittelt werden, s. Bild 5.18.

In der 3. Belastungsstufe (horizontale Höchstlast) treten verhältnismäßig große Stauchungen ε_1 in Wandmitte auf, s. Stauchungswerte von Messrosette A2 bzw. B2 in Bild 5.17. Dagegen konzentriert sich die Zugdehnung ε_2 in der unteren linken Wandecke, s. Dehnungswerte von Messrosette B3 in Bild 5.17. Hierbei wurde ein Neigungswinkel in Höhe von $\alpha = 22^\circ$ in mittleren Wandbereich bestimmt, s. Bild 5.18.

In Bild 5.20 sind die Horizontallast-Hauptdehnungs-Beziehungen für die Wand W2 mit den enger angeordneten Spanngliedern in den o.g. Belastungsstufen dargestellt.

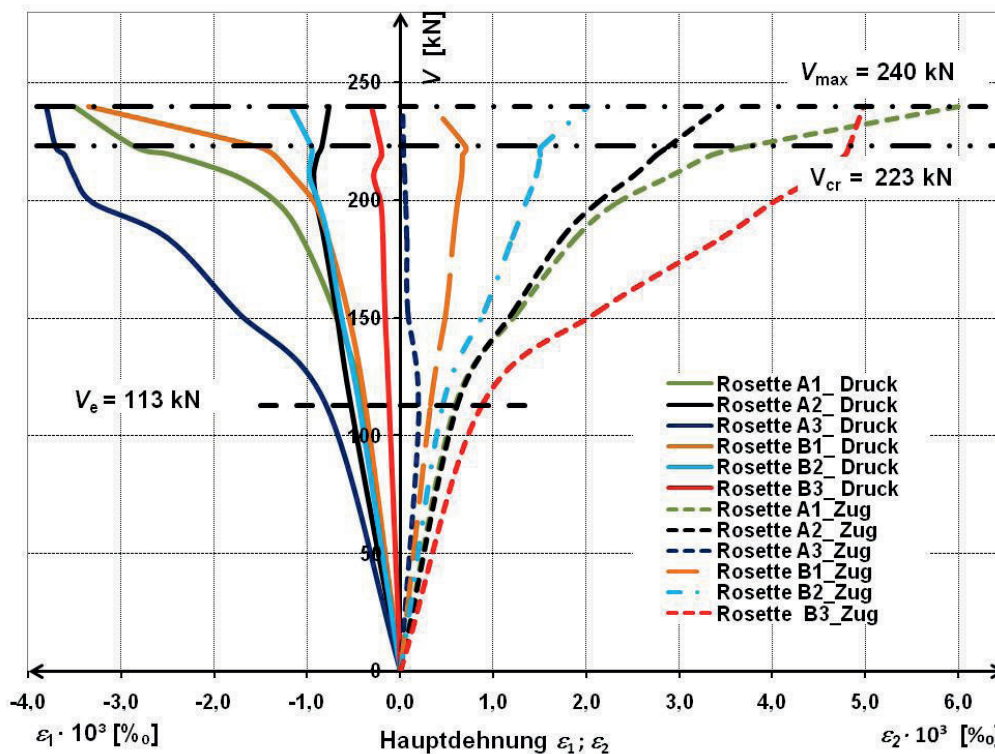


Bild 5.20: Last-Dehnungslinien der Wand W2

In Bild 5.21 sind die ermittelten Richtungswinkel der Hauptdruckdehnungen der Wand W2 abgebildet.

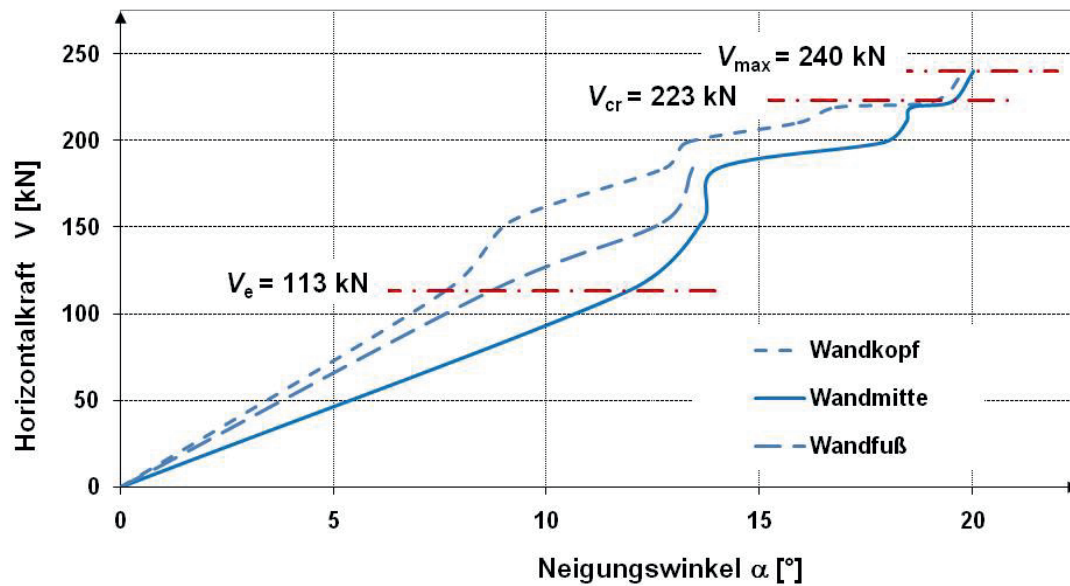
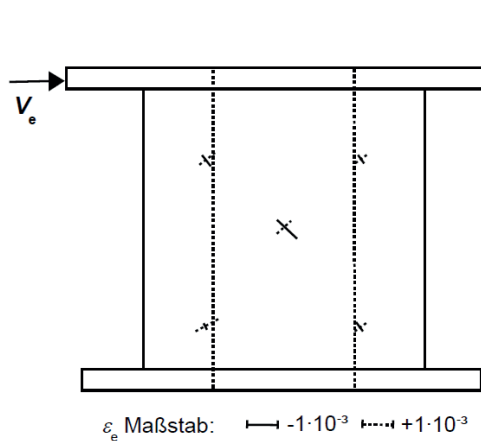


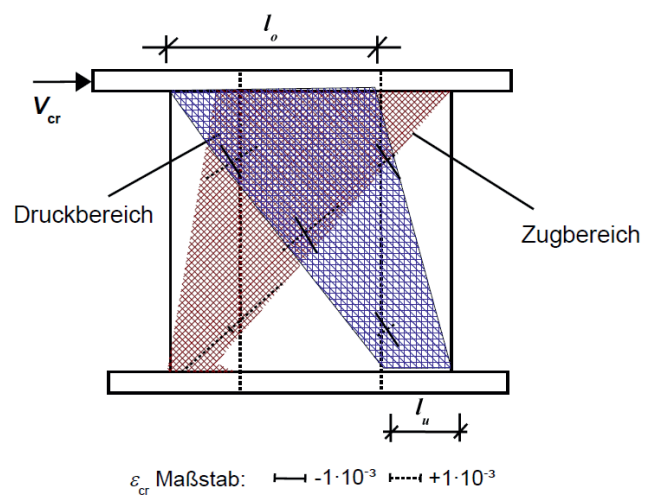
Bild 5.21: Richtungen von Hauptdruckdehnung der Wand W2

Bild 5.22 stellt die entsprechenden Hauptdehnungen sowie Hauptdehnungsfelder in den drei gewählten Belastungsstufen dar.

a) elastische Grenzlast



b) Erstrisslast



c) Höchstlast

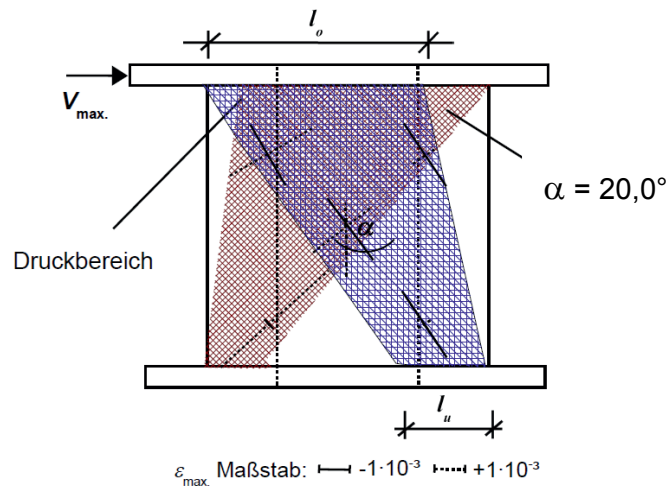


Bild 5.22: Hauptdehnungen ε und Hauptdehnungsfelder der Wand W2

Die Hauptdehnungsrichtungen in Wand W2 nehmen unter alle Laststufen nahezu proportional zu. Die Neigungswinkel der verschiedenen Wandbereiche unterscheiden sich im Vergleich zur Wand W1 verhältnismäßig wenig. In der 1. Belastungsstufe ist der Winkel in Wandmitte mit $\alpha = 12^\circ$ betragsmäßig am größten, s. Bild 5.21.

In der 2. Belastungsstufe ändern sich die Richtungen der Hauptdehnungen in der oberen linken Wandecke sowie in Wandmitte geringfügig im Vergleich zur 1. Belastungsstufe, s. Bild 5.21. Hierbei nehmen die Hauptdehnungen entlang der Wanddiagonalen deutlich zu. In mittleren Wandbereich wurde ein Winkel in Höhe von $\alpha = 19,5^\circ$ bestimmt, s. Bild 5.21.

In der 3. Belastungsstufe sind die Hauptdehnungsrichtungen geringfügig größer als bei der Erstrisslast. In Wandmitte konnte hierbei ein Neigungswinkel in Höhe von $\alpha = 20^\circ$ ermittelt werden, s. Bild 5.22.

Für die Wand W3 stellt Bild 5.23 die Horizontallast-Hauptdehnungs-Beziehungen dar.

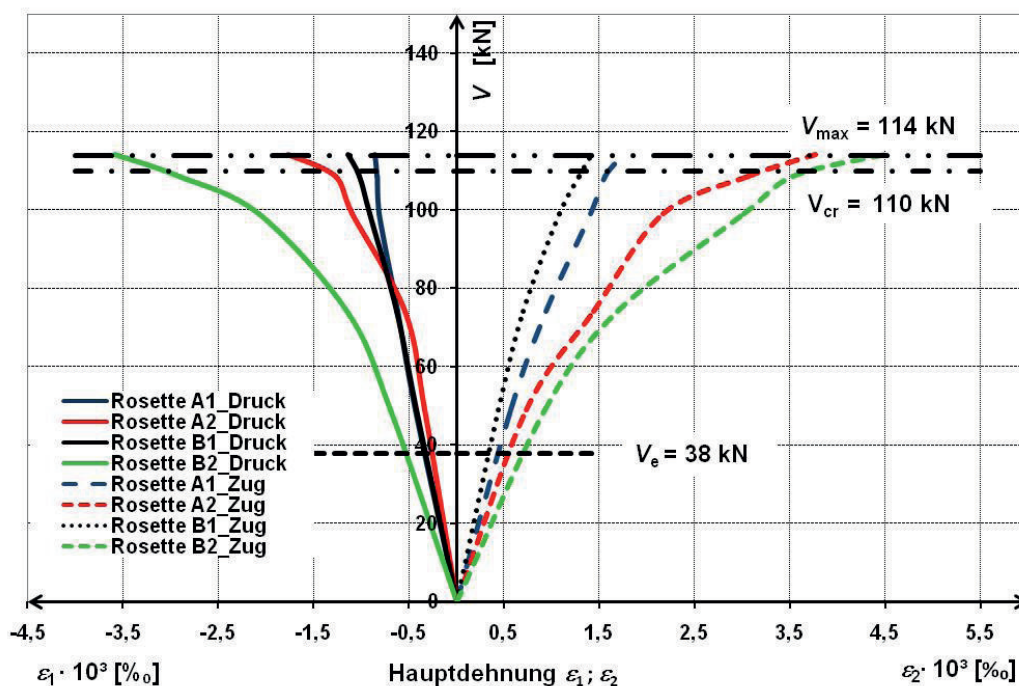


Bild 5.23: Last-Dehnungslinien der Wand W3

Die ermittelten Richtungswinkel der Hauptdruckdehnungen der Wand W3 sind in Bild 5.24 abgebildet.

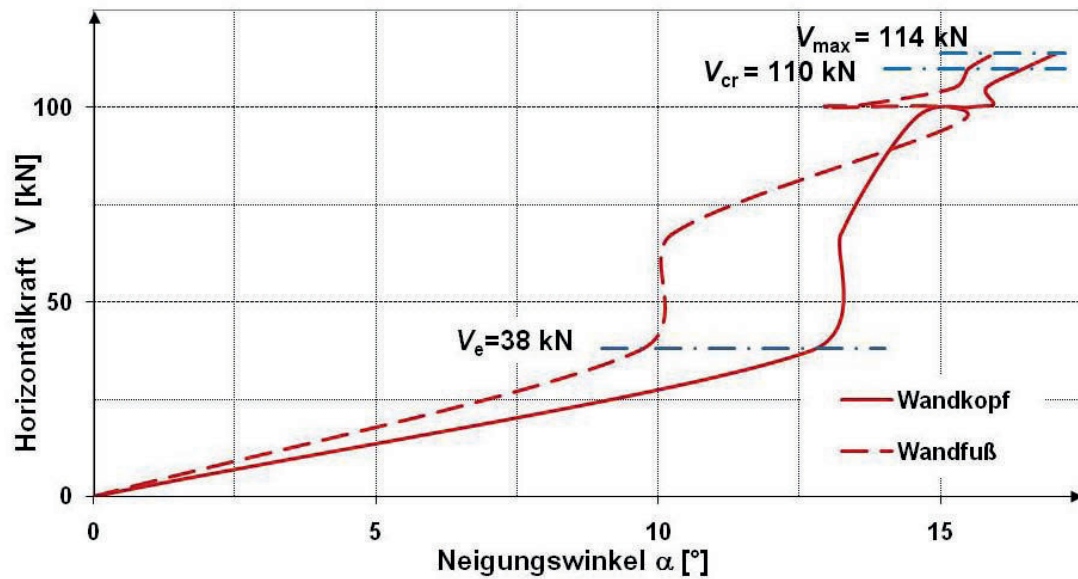
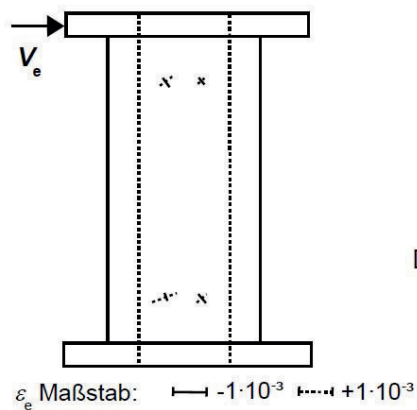


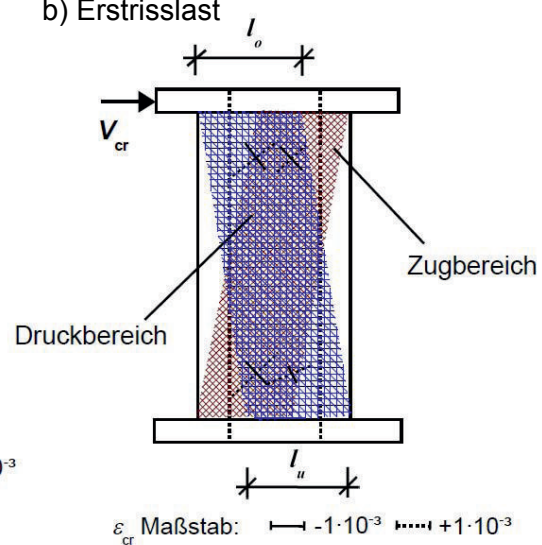
Bild 5.24: Richtungen von Hauptdruckdehnung der Wand W3

Bild 5.25 stellt die dazugehörigen Hauptdehnungen sowie Hauptdehnungsfelder dar.

a) elastische Grenzlast



b) Erstrisslast



c) Höchstlast

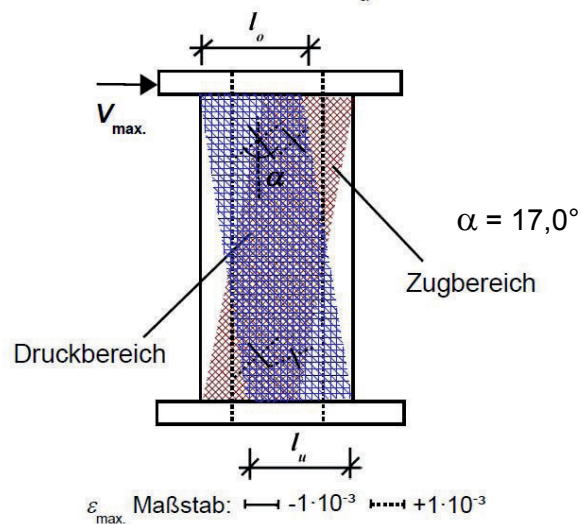


Bild 5.25: Hauptdehnungen ε und Hauptdehnungsfelder der Wand W3

Bei der Wand W3 unterscheiden sich Hauptdehnungsrichtungen am Wandkopf und Wandfuß für alle drei Laststufen im Vergleich zu den langen Wänden W1 und W2 wenig. Die Richtungswinkel der Hauptdruckdehnungen sind hier steiler. Für die Dehnungszustände werden vereinfacht Dehnungsfelder konstanter Breite angenommen. In der 3. Belastungsstufe konnte am Wandkopf ein maximaler Neigungswinkel in Höhe von $\alpha = 17^\circ$ bestimmt werden, s. Bild 5.25.

Bild 5.26 stellt die bestimmten Horizontallast-Hauptdehnungs-Beziehungen der Wand W4 mit der einseitigen Kopfbalkenlagerung dar.

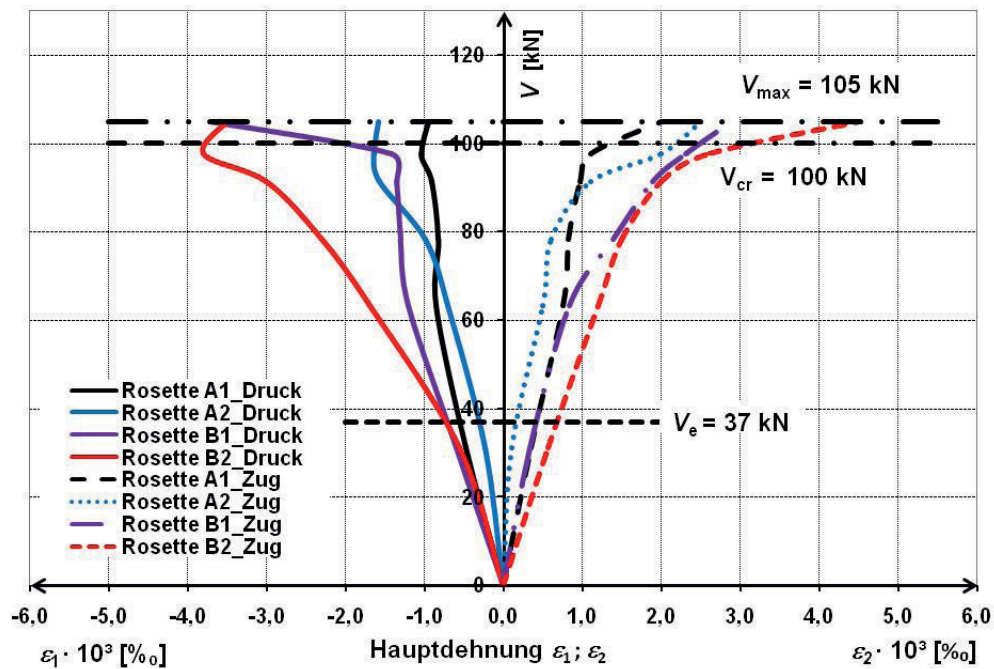


Bild 5.26: Last-Dehnungslinien der Wand W4

Bild 5.27 zeigt die entsprechenden Richtungswinkel der Hauptdruckdehnungen der Wand W4.

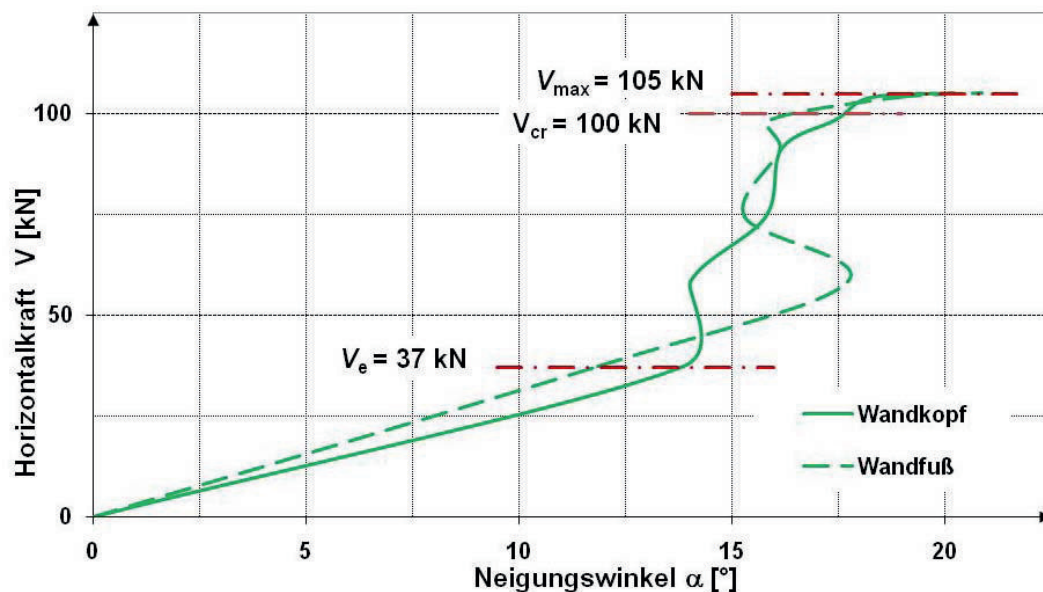
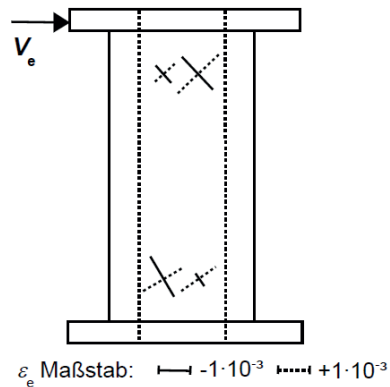


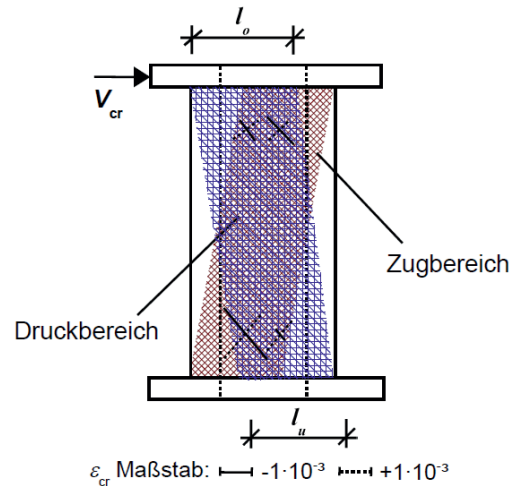
Bild 5.27: Richtungen von Hauptdruckdehnung der Wand W3

In Bild 5.28 sind die Hauptdehnungen sowie Hauptdehnungsfelder der Wand W4 in der jeweiligen Belastungsstufe dargestellt.

a) elastische Grenzlast



b) Erstrisslast



c) Höchstlast

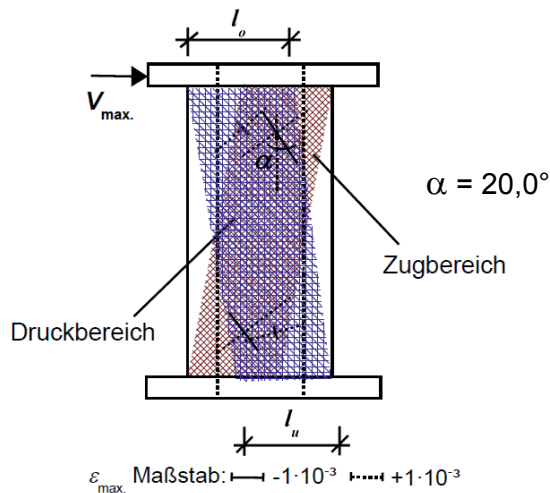


Bild 5.28: Hauptdehnungen ε und Hauptdehnungsfelder der Wand W4

Die Hauptdehnungen der Wand W4 sind in allen Laststufen betragsmäßig größer als die der Wand W3, s. Bild 5.26. Dabei verlaufen die Hauptdehnungsrichtungen am Wandkopf und am Wandfuß flacher. Die Dehnungsfelder sind mit denen der Wand W3 vergleichbar. In der 3. Belastungsstufe konnte am Wandkopf ein maximaler Neigungswinkel in Höhe von $\alpha = 20^\circ$ bestimmt werden, s. Bild 5.28.

In Tabelle 5.6 sind die maximalen Neigungswinkel der Hauptdruckdehnungsrichtungen der Wände W1 bis W4 angegeben.

Tabelle 5.6: Neigungswinkel der Hauptdruckdehnungsrichtungen in Wandebene

Versuchswand	Abmessungen l/h/t [m]	max. Neigungswinkel α [°]
W1	2,50/2,50/0,175	22,0
W2		20,0
W3	1,25/2,50/0,175	17,0
W4		20,0

Die Auswertung dieser Messwerte zeigt, dass sich eine deutliche Ausrichtung der Hauptdehnungen vom Wandkopf hin zum Wandfuß einstellt. Aus der Richtungsänderung der Hauptdehnungen unterschiedlicher Wandbereiche lässt sich vorläufig eine bogenartige Dehnungsausbreitung in den langen Wände W1 und W2 ableiten. Betragsmäßig überwiegen hierbei die Stauchungen. Die Dehnungsverläufe der Wände W1 und W2 werden in folgenden jedoch vereinfachend als fächerförmig angenommen. Somit bestätigt die Hauptdehnungsanalyse dieser Wände die von Ganz erstellte Annahme der Ausbreitung von Spannungsfeldern. Zur Richtung und Größe der Hauptspannungen in Wandebene konnten aus diesen Untersuchungen keine Beurteilungen abgeleitet werden, da die Hauptspannungszustände in Abhängigkeit von der Biegesteifigkeit einzelner Wandscheiben zu bestimmen sind. Daher wurden ergänzende rechnerische Untersuchungen durchgeführt, die in Abschnitt 7.4 beschrieben werden.

6 Theoretische Grundlagen zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände des Moduls „ULS“

6.1 Vorbemerkungen

Nachfolgend werden analytische Grundlagen der im Rahmen des Moduls „**ULS**“ entwickelten Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände vorgestellt.

Normative Regelungen und Berechnungsansätze zur Tragfähigkeitsermittlung unbewehrter Mauerwerkswände werden herangezogen, wenn mit deren Hilfe ein direkter Bezug zur Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände unter Einwirkungen aus Spannkrafteinleitung, Biegedruck- oder Querkraften in Wandebene hergestellt werden kann.

6.2 Spannkrafteinleitung - Teilmodul SE

Wenn die Vorspannkraft aus den Spannankern über ein Stahlbetonbauteil in eine Mauerwerkswand eingeleitet wird, bewirkt die Übertragung der Spannkraft eine Teilflächenbeanspruchung des Mauerwerks.

Das lastverteilende Betonbauteil muss bezüglich seiner Druckfestigkeit beim Aufbringen der Vorspannung gemäß DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.2. 2 (3) [N 13] die Regelungen der entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen hinsichtlich des Mindestwerts erfüllen (s. z.B. [N 19]). Innerhalb des Betonbauteils darf ohne genaueren Nachweis nach DIN EN 1992-1-1:2011, 8.10.3 (5), ein Ausbreitungswinkel von $33,7^\circ$ gegen die Spanngliedachse angenommen werden, s. [N 13].

Von Betonbauteil aus wird die Spannkraft in das Mauerwerk weitergeleitet. Innerhalb der Mauerwerkswand wird die Druckverteilung infolge dieser Spannkrafteinleitung vorläufig sowohl in Längs- als auch in Querrichtung unter 30° zur Senkrechten angenommen, s. Bild 6.1.

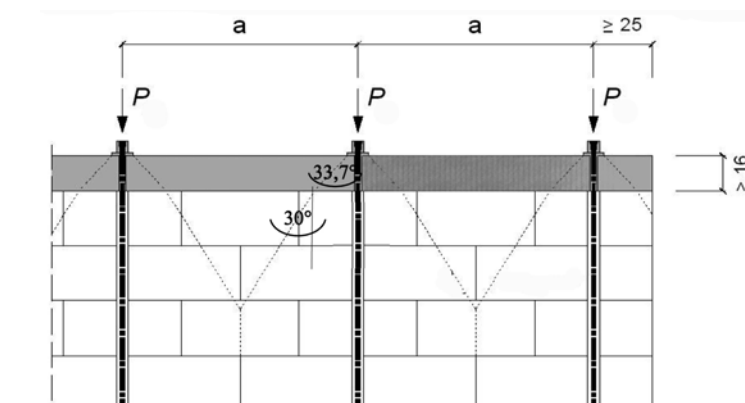


Bild 6.1: Lastausbreitungen des teilflächenbeanspruchten vorgespannten Mauerwerks [Gu. 12]

Dieser Winkel der Spannungsausbreitung im Mauerwerk wurde in der in Bild 6.2 angegebenen Höhe aus Normen ([N 3] und [N 15]) unter der Voraussetzung übernommen, dass die unter der Übertragungsfläche auftretenden Spaltzugkräfte mindestens durch konstruktive Maßnahmen (u. U. durch schlaffe Bewehrung) aufgenommen werden können.

Jäger *et al.* [Jä. 6] schlagen die Nachweisstellen des Mauerwerks von Bild 6.2 für statische Berechnungen unter einer konzentrierten Last in Wandebene vor. Neben den teilflächenbelasteten Bereichen (a) und (b) ist ein Knicksicherheitsnachweis (Biegedrucknachweis) bei $h_k/2$ (Stelle (c) in Bild 6.2) mit Einwirkungen aus sich ausbreitender Teilflächenlast, Wandeigengewicht und Wandaufasten zu führen.

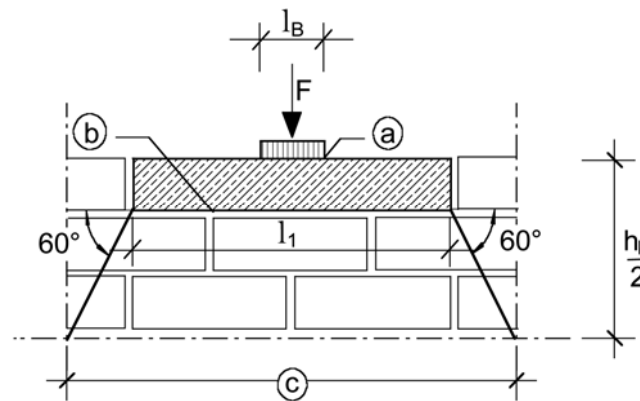


Bild 6.2: Nachweisstellen des Mauerwerks (a, b, c) unter Teilflächenbelastung [Jä. 6], [Gu. 13]

Für die Einleitung der Vorspannkraft in das Mauerwerk ist die Nachweisstelle (b) maßgebend. In diesem teilflächenbeanspruchten Wandbereich muss neben dem Widerstand gegen Druckbeanspruchung auch der Widerstand gegen auftretende Querspannungen nachgewiesen werden.

Die Beanspruchbarkeit vorgespannter Mauerwerkswände unter einer Spannkrafteinleitung in Wandebene kann in Anlehnung an DIN 1053-100:2007 [N 3] wie folgt ermittelt werden:

$$P \approx F_E \leq F_R = \alpha_T \cdot f \cdot A_1 \quad (6.1)$$

Der Faktor für die Tragfähigkeitserhöhung bei Teilflächenbeanspruchung α_T errechnet sich nach *Kirtschig/Kasten* (s. Abschnitt 4.4.1.3) aus:

$$\alpha_T = 1 + 0,1 \cdot \frac{a_1}{l_1} \quad (6.2)$$

mit

- f mittlere Mauerwerkdruckfestigkeit ,
- a_1 Randabstand der Teilfläche, s. Bild 6.3,
- l_1 Länge der Teilfläche in Längsrichtung, s. Bild 6.3.

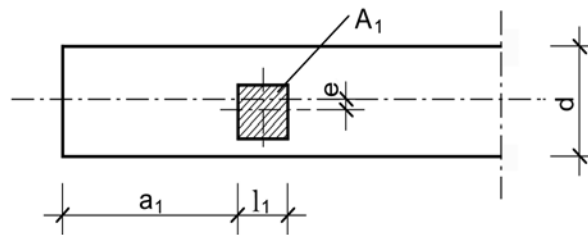


Bild 6.3: Geometriebedingungen des teilflächenbeanspruchten Mauerwerks aus DIN 1053-100:2007 [Gu. 13]

In Fällen, randnaher bzw. in Wandebene exzentrischer wirkender Vorspannkkräfte, können für die Berechnung der entstehenden Spalt- und Randzugkräfte entweder Stabwerksmodelle angewendet oder auf Berechnungsansätze aus dem Stahlbetonbau zurückgegriffen werden, s. Abschnitt 2.2.1.

Die Spaltzugkraft Z kann bei in Wandebene zentrischer bzw. exzentrischer Spannkrafteinleitung durch Formelansätze aus Heft 240 DAfStb [Gr.1] wie folgt bestimmt werden:

$$Z = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{l_1}{d_1} \right) \quad (6.3)$$

mit

l_1 Länge der Teilfläche, s. Bild 6.4,

d_1 Breite der Verteilungsfläche (bei zentrisch wirkender Spannkraft: $d_1 = l_w$, s. Bild 2.2, bei exzentrisch wirkender Spannkraft: $d_1 = 2 \cdot u$, s. Bild 6.4).

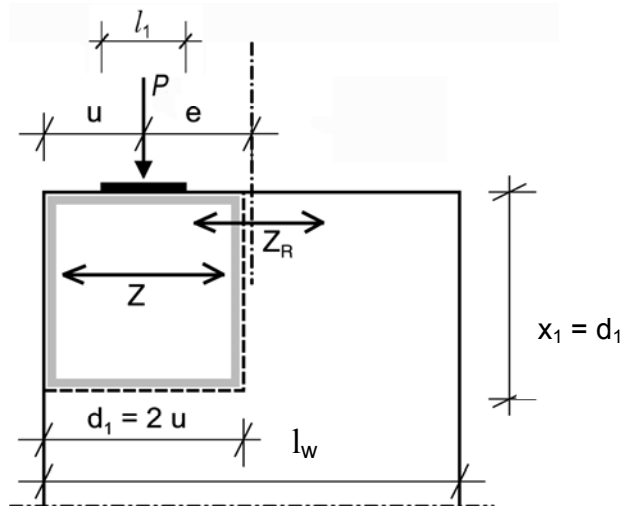


Bild 6.4: Ersatzprismen bei randnaher bzw. exzentrisch wirkender Teilflächenlast einer Mauerwerkswand [Gr.1]

Die Randzugkraft Z_R kann ebenfalls nach Heft 240 DAfStb wie folgt ermittelt werden:

$$Z_R = P \cdot \left(\frac{e}{l_w} - \frac{1}{6} \right) \quad (6.4)$$

mit

e/l_w Verhältnis von Exzentrizität der Teilflächenlast zur Wandlänge.

Hierauf basierend werden in Abschnitt 8.3.4.1 Berechnungsansätze zur Bestimmung rissicher einleitbarer Vorspannkkräfte unter Berücksichtigung von Spalt- und Randzugkräften entwickelt.

6.3 Biegedrucktragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände- Teilmodul B

Bei einaxial druckbeanspruchten Mauerwerkswänden ist zwischen Querschnittsversagen und Stabilitätsversagen zu unterscheiden.

Bild 6.5 gibt qualitativ die möglichen Versagensarten anhand der aufnehmbaren Biegemomente M und einwirkenden Normalkräften N in Form einer Interaktionslinie an.

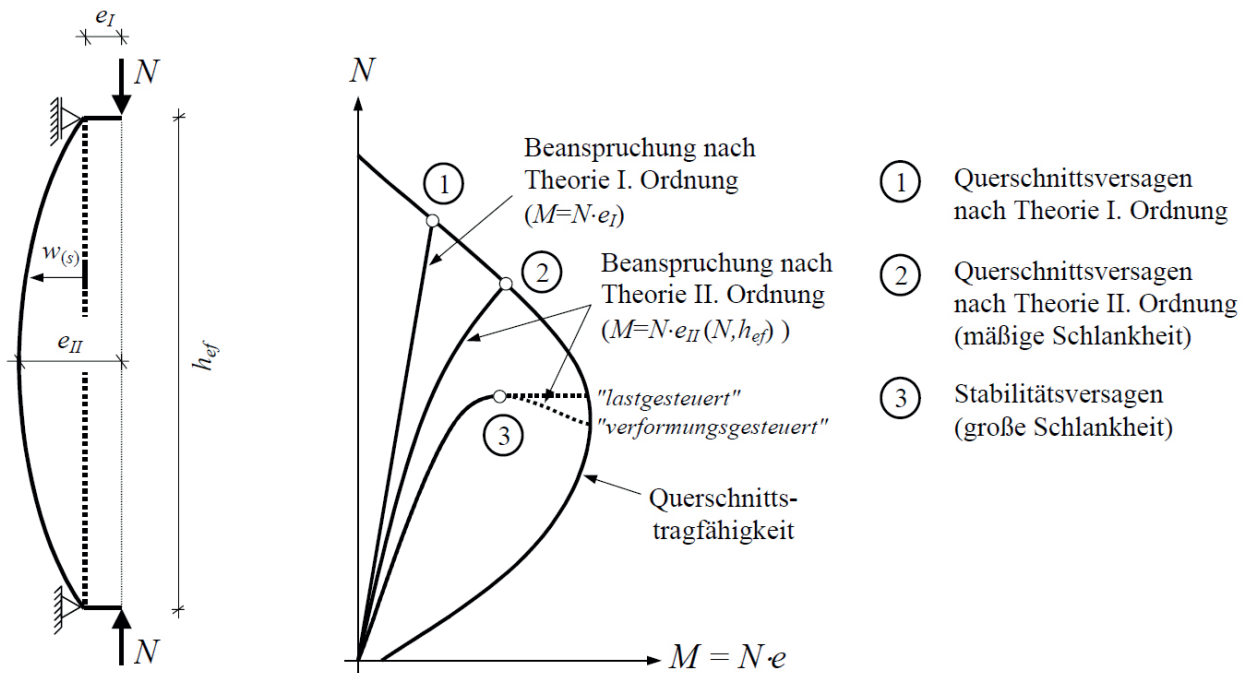


Bild 6.5: Maßgebende Gleichgewichtszustände des Ersatzstabes [Gl. 3]

Querschnittsversagen mit Biegemomenten nach Theorie I. Ordnung tritt bei gedrungenen, überwiegend druckbeanspruchten Mauerwerkswänden auf. Die Verformungen sind aufgrund der geringen Schlankheit vernachlässigbar klein. Die Traglast wird nicht wesentlich durch Zusatzverformungen beeinflusst. Der Bruch wird durch Überschreitung der Materialfestigkeiten eingeleitet, s. Punkt ①, Bild 6.5. Bei mäßig schlanken Wänden nimmt im Gegensatz dazu das einwirkende Biegemoment infolge von Wandverformungen überproportional zu, sodass eine Betrachtung nach Theorie II. Ordnung unerlässlich wird. Es kommt zum Querschnittsversagen bzw. Spannungsversagen nach Theorie II. Ordnung, s. Punkt ②, Bild 6.5. Bei sehr schlanken Wänden führt die durch Rissbildung reduzierte Biegesteifigkeit zu großen Verformungen. Vor dem Erreichen der Druckfestigkeit des Mauerwerks findet Stabilitätsversagen durch Knicken der Wand statt, s. Punkt ③, Bild 6.5.

Alle Einflüsse aus Wandschlankheit, Lastexzentrizität und Werkstoffverhalten können bei der Traglastermittlung für die jeweilige Nachweisstelle durch die bezogene Tragfähigkeit ϕ_i druckbeanspruchter Mauerwerkswände erfasst werden, s. [Gl. 3].

Die bezogene Querschnittstragfähigkeit druckbeanspruchter Wände nach Theorie I. Ordnung ϕ_I kann bei Annahme einer spannungsblockartigen Verteilung der Mauerwerksdruckspannung in der Biegedruckzone (s. Bild 6.6) berechnet werden zu:

$$\phi_I = \frac{N_{RI}}{b \cdot t \cdot f} = \frac{b \cdot x \cdot f}{b \cdot t \cdot f} \Rightarrow \phi_I = \frac{x}{t} \Rightarrow \phi_I = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_I}{t}\right) \quad (6.5)$$

mit

e_I Ausmitte,

t Wanddicke.

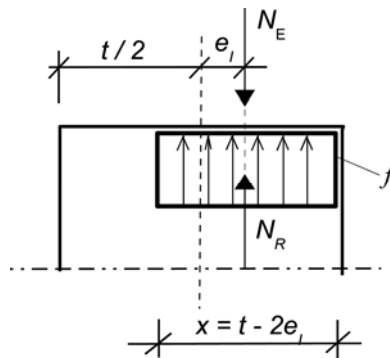


Bild 6.6: Maßgebende Gleichgewichtszustände

Im Gegensatz zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit sind für die Traglastermittlung nach den Kriterien ② und ③ von Bild 6.5 die traglastmindernden Einflüsse nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen. Diese Einflüsse aus Wandverformung e_{II} lassen sich durch zwei methodisch unterschiedliche Rechenmodelle erfassen. Dabei wird ein beidseitig gelenkig gelagerter Ersatzstab betrachtet, s. Bild 6.7.

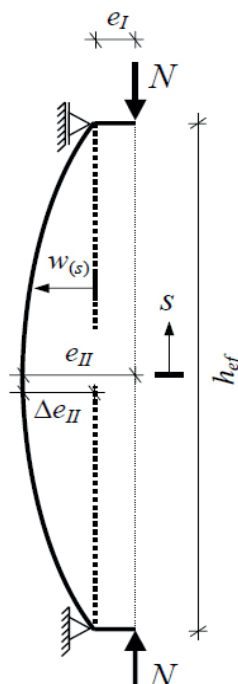


Bild 6.7: Ersatzstabsystem mit überhöhter Verformungsdarstellung [Gl. 3]

Methode 1:

Das Stabilitätsverhalten druckbeanspruchter Mauerwerkswände wird hierbei für den verformten Zustand durch eine Differentialgleichung beschrieben. Dieses Vorgehen wurde von *Angervo*, *Mann* sowie *Jäger/Pflücke* gewählt, s. [An. 1, 2], [Ma. 12], [Jä. 5]. Dabei führten sie das Knickproblem auf ein Verzweigungsproblem des idealen Eulerstabes zurück.

Die Ausgangsgleichung lautet:

$$E(s) \cdot I(s) \cdot w''(s) + N \cdot e_{II}(s) = 0 \quad (6.6)$$

mit

$E(s) \cdot I(s)$ veränderliche Biegesteifigkeit des Wandquerschnitts,

$w(s)$ Stabauslenkung,

N einwirkende Normalkraft,

$e_{II}(s)$ Gesamlastausmitte der einwirkenden Normalkraft.

Die veränderliche Biegesteifigkeit des Wandquerschnitts $E(s) \cdot I(s)$ entlang der Stabachse sowie der Abstand der gekrümmten Stabachse zur Wirkungslinie der einwirkenden Normalkraft $e_{II}(s)$ werden in Abhängigkeit von der überdrückten Querschnittsbreite angegeben. Die ausführliche Analyse dieser Lösungsansätze sind [Pl. 1], [Gl. 3] sowie [Jä. 7] zu entnehmen. Diese Berechnungsansätze auf Basis der Differentialgleichung ermöglichen eine genaue, jedoch auch eine sehr komplexe Tragfähigkeitsbeschreibung der Mauerwerkswände.

Methode 2:

Im Gegensatz zu Methode 1 wird bei der Methode 2 das Gleichgewicht von Beanspruchung und Tragfähigkeit der Mauerwerkswände an ihrer höchstbeanspruchten Querschnittsstelle auf Grundlage eines angenommenen Verformungsansatzes betrachtet. Hierbei ist der Verlauf der Wandverformung bzw. Wandverkrümmung im ausgelenkten Zustand wirklichkeitsnah abzuschätzen. *Haller*, *Kordinal Quast*, *Kirtschig*, *Bastgen*, *Gunkler* sowie *Graubner/Glock* stellen entsprechende Lösungsverfahren hierfür bereit, s. [Ha. 2], [Ko. 2], [Ki. 1, 2], [Ba. 4], [Gu. 1], [Gr. 4], [Gl. 3].

Haller wählte vereinfachend für Ziegelmauerwerk einen sinusförmigen Verformungsansatz, s. [Ha. 2].

$$w(s) = \Delta e_{II} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{h_{ef}} \cdot s\right) \quad \text{bzw.} \quad k(s) \approx w''(s) = \Delta e_{II} \cdot \frac{\pi^2}{h_{ef}^2} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{h_{ef}} \cdot s\right) \quad (6.7)$$

mit

Δe_{II} Zusatzlastausmitte nach Theorie II. Ordnung,

h_{ef} Systemhöhe,

s Abstand der betrachtete Querschnittsstelle von der Wandmitte.

Ausgehend von einer linearisierten Momenten-Krümmungs-Beziehung wird der Berechnungsansatz von Gl. (6.8) für die Wandverformung e_{II} bzw. Wandverkrümmung gewählt:

$$e_{II} = e_I + \Delta e_{II} = e_I + \frac{h_{ef}^2}{\pi^2} \cdot k \quad \text{wobei } k = \frac{\varepsilon}{x} \quad (6.8)$$

mit

- k Krümmung,
- ε Randdehnung des Mauerwerks,
- x Druckzonenhöhe.

Für den Versagensfall ist der Wandquerschnitt im mittleren Wandbereich maßgebend. Die Lastausmitte e_{II} des Stabes kann durch Berechnung der maximalen Zusatzausmitte nach Theorie II. Ordnung Δe_{II} als Funktion der Wandkrümmung berechnet werden.

Kirtschig verwendete zur Tragfähigkeitsbeschreibung schlanker Mauerwerkswände ebenfalls die Ansätze von *Haller*, s. [Ki. 1, 2]. Nach der Auswertung zahlreicher einaxialer Druckversuche wählte er dabei eine parabelförmige Spannungs-Dehnungsline des druckbeanspruchten Mauerwerks.

Kordinal/Quast verwendeten in ihren Untersuchungen eine Parabelfunktion zur Beschreibung der Stabkrümmung, s. [Ko. 2]. Bei diesem Lösungsansatz wird der Krümmungsverlauf unter Annahme einer Modellstütze für Betondruckglieder abgebildet, s. Bild 6.8.

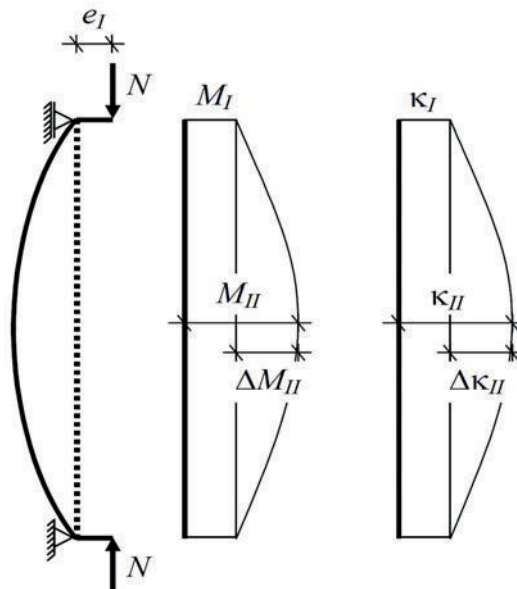


Bild 6.8: Prinzipiskizze zum Modellstützenverfahren von *Kordinal/Quast* [Gl. 3]

Das einwirkende Moment nach Theorie II. Ordnung M_{II} setzt sich wie folgt zusammen.

$$M_{II} = M_I + \Delta M_{II} \quad (6.9)$$

Dabei ist:

$$\Delta M_{II} = N_E \cdot \Delta e_{II} \quad (6.10)$$

Kordina/Quast berechneten die Verformung nach Theorie II. Ordnung nach dem Prinzip der virtuellen Kräfte.

Damit lässt sich die Verformung nach Theorie II. Ordnung in Abhängigkeit einer konstanten Querschnittskrümmung κ_I nach Theorie I. Ordnung und der maximalen Gesamtkrümmung κ_{II} nach Theorie II. Ordnung mit Gl. (6.11) abschätzen.

$$\Delta e_{II} = C \cdot h_{ef}^2 \cdot \left(k_{II} + \frac{1}{4} \cdot k_I \right) \quad (6.11)$$

Für die zusätzliche Krümmung $\Delta \kappa_{II}$ wird ein parabelförmiger Verlauf entlang der Stabachse angenommen. Dabei schlagen *Kordina/Quast* vereinfachend vor, den Zusatzterm mit κ_I aus Gl. (6.11) zu vernachlässigen.

Nach *Kordina/Quast* ist für den Stahlbetonbau ein einheitlicher Wert der Integrationskonstante $C \approx 1/10$ ausreichend genau, s. [Ko. 2]. Damit ergibt sich die zusätzliche Verformung zu:

$$\Delta e_{II} = \frac{1}{10} \cdot h_{ef}^2 \cdot k_{II} \quad (6.12)$$

Die zugehörige Krümmung κ_{II} kann dabei für Rechteckquerschnitte im Stahlbetonbau abgeschätzt werden zu:

$$k_{II} = \frac{2 \cdot \varepsilon_y}{0,9 \cdot d} \quad (6.13)$$

mit

ε_y Fließdehnung der Bewehrung,
 d statische Höhe.

Bastgen sowie *Graubner/Glock* haben das Lösungsverfahren nach *Kordina/Quast* ihren Berechnungsansätzen zur Bestimmung der Tragfähigkeit schlanker unbewehrter Mauerwerkswände zugrunde gelegt, s. [Ba. 4], [Gr. 4], [Gl. 3].

Gunkler [Gu. 1] verwendete in seinen Untersuchungen zur Biegedrucktragfähigkeit von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ebenfalls das Modellstützenverfahren von *Kordina/Quast*. Für Berechnungen der Wandverformung empfiehlt *Gunkler*, die Krümmungsverläufe durch trigonometrische Funktionen nach *Lohse* [Lo. 1] zu beschreiben. Die Formeln für die Berechnung von Wandverformung nach *Lohse* ergeben sich aus der Anwendung des Arbeitssatzes für verschiedenartig unterstellte Verläufe der Krümmungen über die Wandhöhe, s. Tabelle 2.1.

Für die Berechnung der Systemtragfähigkeit schlanker unbewehrter Mauerwerkswände schlagen *Graubner/Glock* den Näherungsansatz von Gl. (6.14) vor, s. [Gr. 4], [Gl. 3].

Die bezogene Tragfähigkeit druckbeanspruchter Mauerwerkswände (s.a. Gl. (6.5)) in Wandmitte ϕ_m wird unter Berücksichtigung von Theorie II. Ordnung abgeschätzt zu:

$$\phi_m = \frac{N_{RII}}{b \cdot t \cdot f} = k_1 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_I}{t}\right) - k_2 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\xi \cdot \varepsilon_{m1}} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_I}{t} \quad (6.14)$$

Dabei ist

$$k_1 = 0,95 \cdot \frac{\ln(0,20 \cdot k_0 + 0,80)}{(0,20 \cdot k_0 + 0,80)^4} + 1,05 \quad (6.15)$$

$$k_2 = 0,50 - 0,03 \cdot k_0 \quad (6.16)$$

mit

k_0 bezogenes Ursprungsmodul, s. Tab. 5-1 in [Gl. 3],

$\xi \cdot \varepsilon_{m1}$ abgeminderte Stauchung bei Höchstspannung, s. Tab. 5-1 in [Gl. 3].

Nach Einsetzen der Werkstoffwerte $k_0 = 1,8$ in die Gl. (6.15)... (6.16) sowie $\xi \cdot \varepsilon_{m1} = 1,8\text{‰}$ in Gl. (6.14) für Mauerwerkswände aus Kalksandsteinen (Quelle: [Gl. 3, Tabelle 5-1]) ergibt sich die bezogene Tragfähigkeit ϕ_m druckbeanspruchter Mauerwerkswände in Wandmitte zu:

$$\phi_m = 1,12 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_I}{t}\right) - 0,019 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_I}{t} \quad (6.17)$$

Dabei werden die Einflüsse nach Theorie II. Ordnung in Gl. (6.14) bzw. Gl. (6.17) durch die abgeminderte Stauchung $\xi \cdot \varepsilon_{m1}$ bei Höchstspannung in Abhängigkeit der Wandschlankheit berücksichtigt. Eine Verformungsberechnung nach Theorie II. Ordnung zur Bestimmung von $\Delta \varepsilon_{II}$ beinhaltet dieser Lösungsansatz nicht.

Die Berechnungsansätze nach *Graubner/Glock* ermöglichen gegenüber den Berechnungsansätzen auf der Basis von Differentialgleichungen eine einfach handhabbare, nichtlineare Berechnung der Tragfähigkeit druckbeanspruchter Mauerwerkswände.

Wegen dieses Vorteils werden die o.a. Berechnungsansätze nach *Graubner/Glock* bei der Berechnung des Biegedrucktragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände in Abschnitt 8.3.4.2 zugrunde gelegt. Notwendige Ergänzungen hinsichtlich der abgeminderten Stauchung $\xi \cdot \varepsilon_{m1}$ werden anhand der im Abschnitt 7.3 durchgeführten rechnerischen Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkswänden unter Biegedruckbeanspruchung vorgenommen.

6.4 Scheibenschubtragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände - Teilmodul S

Zur Abbildung des Querkrafttragverhaltens der Mauerwerkswände ist die Erfassung des inneren Kräfteverlaufs innerhalb der scheibenschubbeanspruchten Wandscheibe notwendige Voraussetzung. In der Literatur finden sich folgende Rechenmodelle, die vereinfachte Berechnungen der Querkrafttragfähigkeit unbewehrter, zweiachial in der Ebene beanspruchter Mauerwerkswände ermöglichen.

a) Berechnungsmodell basierend auf die *Navier'sche* Biegelehre

Die Querkrafttragfähigkeit unbewehrter, zweiachial in der Ebene beanspruchter Mauerwerkswände kann durch die maßgebende der nachfolgend genannten Lösungen beschrieben werden. Hierbei wird vereinfachend ein homogener Werkstoff vorausgesetzt. Die Berechnungsansätze basieren auf den Schubmodellen nach *Mann/Müller* (Abschnitt 4.4.2.1). Obwohl am Wandfuß von diesen Annahmen abweichende Spannungszustände vorliegen, werden für den mittleren Wandbereich aufgestellte Festigkeitsmodelle angewendet. Eine Erweiterung dieser Berechnungsmodelle findet sich bei *Kranzler*, s. [Kr. 2]. Tragfähigkeitsbestimmende Parameter wurden hierzu anhand der Auswertungsergebnisse des EU-Forschungsvorhabens *ESECMaSE* sowie weiterer dokumentierter experimenteller Untersuchungen ermittelt. Zur Verifizierung seiner Lösungsansätze führte *Kranzler* numerische Untersuchungen mit dem nichtlinearen Finite-Elemente-Programmsystem *SBETA-AT3D* durch, s. [Kr. 2]. Die Untersuchungsergebnisse von *Kranzler* wurden in E DIN 1053-13:2009 berücksichtigt, s. [N 17].

Die charakteristische Querkrafttragfähigkeit der Mauerwerkswand V_{Rk} wird nach E DIN 1053-13:2009 [N 17] wie folgt bestimmt:

$$V_{Rk} = \min \begin{cases} V_{Rk,K} \\ V_{Rk,R} \\ V_{Rk,S} \\ V_{Rk,D} \end{cases} \quad (6.18)$$

Dabei ist

- $V_{Rk,K}$ charakteristische Querkrafttragfähigkeit infolge Fugenversagen durch Klaffen,
- $V_{Rk,R}$ charakteristische Querkrafttragfähigkeit infolge Reibungsversagen,
- $V_{Rk,S}$ charakteristische Querkrafttragfähigkeit infolge Steinzugversagen,
- $V_{Rk,D}$ charakteristische Querkrafttragfähigkeit infolge Schubdruckversagen.

a) *Fugenversagen durch Klaffen der Lagerfugen bei Mauerwerk aus Elementen:*

$$V_{Rk,K} = K_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{l_{st}}{h_{st}} + \frac{l_{st}}{h_s} \right] \cdot N_{Ek} \quad (6.19)$$

mit

- N_{Ek} einwirkende Normalkraft,
- K_1 Korrekturfaktor, es gilt $K_1 = 1,3$,
- l_{st} Länge des Elementes,
- h_{st} Höhe des Elementes,
- h_s lichte Geschosshöhe.

Dieser Querkraftwiderstand ist in halber Wandhöhe zu ermitteln, wenn $l_{st}/h_{st} < 1$ ist oder wenn die Stoßfugen unvermörtelt sind.

b) *Reibungsversagen:*

$$V_{Rk,R} = \frac{1}{c} \cdot \frac{1}{1+\mu} \cdot [f_{vkl} \cdot l'_{w,lin} \cdot t_l + \mu \cdot N_{Ek}] \geq \mu \cdot N_{Ek} \quad (6.20)$$

mit

c Schubspannungsverteilungsfaktor für die Wand,

$c = 1,0$ für $\lambda_v \leq 1$; $c = 1,5$ für $\lambda_v \geq 2$

μ Reibungsbeiwert,

N_{Ek} einwirkende Normalkraft,

λ_v die Schubslankheit mit $\lambda_v = h_s/l_w$,

f_{vkl} charakteristischer Rechenwert der Anfangsscherfestigkeit,

t_l lastabtragende Wanddicke an der Nachweisstelle,

$l'_{w,n}$ für die Berechnung anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe.

Es gilt hier:

$$l'_{w,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{e_0}{l_w} + \frac{V_{Ek}}{N_{Ek}} \cdot \lambda_v \right) \right) \cdot l_w \leq \left(1 - 2 \cdot \frac{e_0}{l_w} \right) \cdot l_w \quad (6.21)$$

e_0 Anfangsausmitte der Last, es gilt $-1/3 \leq e_0/l_w \leq 1/3$,

l_w Länge der Wandscheibe,

V_{Ek} einwirkende Querkraft.

Dieser Querkraftwiderstand ist am Wandfuß zu bestimmen.

c) *Steinzugversagen für Mauerwerk aus Kalksandsteinen:*

$$V_{Rk,S} = \frac{1}{c} \cdot f_{bt,cal} \cdot \frac{1}{F^{*2}} \cdot \left(\sqrt{1 + F^{*2} \cdot \left[1 + \frac{N_{Ek}}{t \cdot l_w \cdot f_{bt,cal}} \right]} - 1 \right) \cdot t \cdot l_w \quad (6.22)$$

mit

$$F^* = 1,2 + 0,85 \cdot f_{bt,cal} \quad (6.23)$$

Dabei ist

$f_{bt,cal}$ rechnerische Steinzugfestigkeit.

Dieser Grenzquerkraftwiderstand ist in halber Wandhöhe zu bestimmen.

d) Schubdruckversagen bei Überbindemaßen $\ddot{u}/h_{st} < 0,40$:

$$V_{Rk,D} = \frac{\ddot{u}}{c \cdot h_{st}} \cdot (f_k \cdot t_l \cdot l'_{w,Sb} - N_{Ek}) \quad (6.24)$$

Dabei ist

f_k charakteristische Druckfestigkeit senkrecht zu Lagerfuge,
 $l'_{w,Sb}$ für die Berechnung anzusetzende, überdrückte Länge der Wandscheibe.

Es gilt hier:

$$l'_{w,Sb} = \left(1 - 2 \cdot \left(\frac{e_0}{l_w} + \frac{V_{Ek}}{N_{Ek}} \cdot \lambda_v \right) \right) \cdot l_w \quad (6.25)$$

Dieser Querkraftwiderstand ist am Wandfuß zu bestimmen.

Diese Berechnungsansätze können den Querkrafttragwiderstand der Mauerwerksscheiben nur unzureichend beschreiben, da hier die anzuwendenden Festigkeitswerte (f_{vk1} , $f_{bt,cal}$, f_k) des Werkstoffes Mauerwerk das wirklichkeitsnahe Tragverhalten nur vereinfacht wiedergeben. Dies wird damit begründet, dass nicht lokale Festigkeitswerte der Mauerwerkskomponenten „Mauerstein“ und „Mörtel“, sondern die Tragfähigkeit ganzer Wandbereiche des Verbundbaustoffes „Mauerwerk“ die Traglast scheibenschubbeanspruchter Wände bestimmen. Dennoch werden die Berechnungsansätze der Gleichungen (6.18) bis (6.25) für die Überprüfung neu entwickelter Berechnungsmodelle scheibenschubbeanspruchter vorgespannter Mauerwerkswände in Abschnitt 8.3.4.3 angewendet.

b) Berechnungsmodell mit Spannungsfeldern auf Grundlage der Plastizitätstheorie

Die Tragfähigkeit scheibenschubbeanspruchter unbewehrter Mauerwerkswände kann auf der Grundlage des statischen Grenzwertsatzes der Plastizitätstheorie bestimmt werden. Dabei muss ein stabiler, statisch zulässiger Spannungszustand formuliert werden, der die Gleichgewichtsbedingungen und die statischen Randbedingungen überall erfüllt sowie die Bruchbedingungen einhält.

Die in Abschnitt 4.4.2.2 beschriebenen Bruchbedingungen von *Ganz/Thürlimann* sowie die von *Ganz* entwickelte Theorie der fächerförmigen Druckspannungsfelder dienen als Grundlage dieser Berechnungsmodelle. Die Spannungsfelder, die den inneren Kräfteverlauf in scheibenschubbeanspruchten Mauerwerkswänden beschreiben, entwickelte *Ganz* theoretisch analog zu denen für Stahlbetonscheiben nach *Marti* und *Muttoni*, s. [Ma. 13, 14], [Mu. 1], [Ga. 3].

Ferner ermittelte *Ganz* mit Hilfe von Spannungsfeldern untere Grenzwerte der Tragfähigkeit unter der Annahme starr-ideal plastischen Materialverhaltens. Durch Betrachten unterschiedlicher Bruchmechanismen wurden obere Grenzwerte der Querkrafttragfähigkeit unbewehrter scheibenschubbeanspruchter Mauerwerkswände formuliert, s. [Ga. 3].

Auf dieser Grundlage wurden Interaktionsdiagramme für druck- und schiebbeanspruchte Mauerwerkswände abgeleitet, s. Bild 6.9.

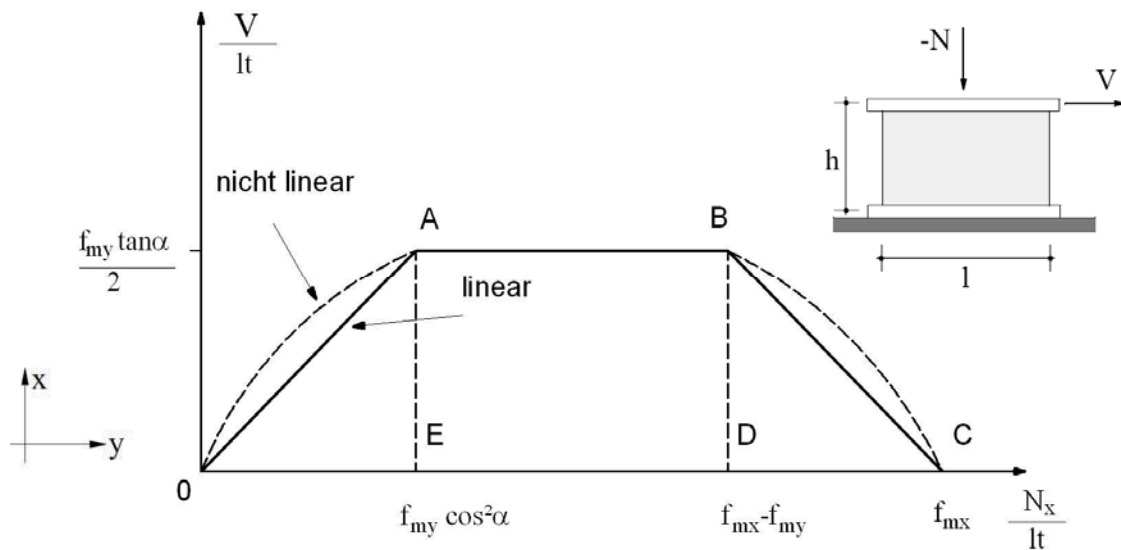


Bild 6.9: Theoretische Interaktion von Querkraft und Normalkraft nach Ganz [Mo. 2]

Diese theoretische Ansätze verifizierte Ganz durch Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden, s. [Ga. 3].

Die experimentellen und theoretischen Untersuchungen von Ganz/Thürlimann sowie von Ganz wurden in die Schweizer Mauerwerksnorm SIA 266:2003 [N 18] berücksichtigt.

Dort werden fächerförmige Druckspannungsfelder bei der Bestimmung des Querkraftwiderstandes der Mauerwerkswände vereinfachend durch eine geneigte Druckstrebe konstanter Breite ersetzt, s. Bild 6.10.

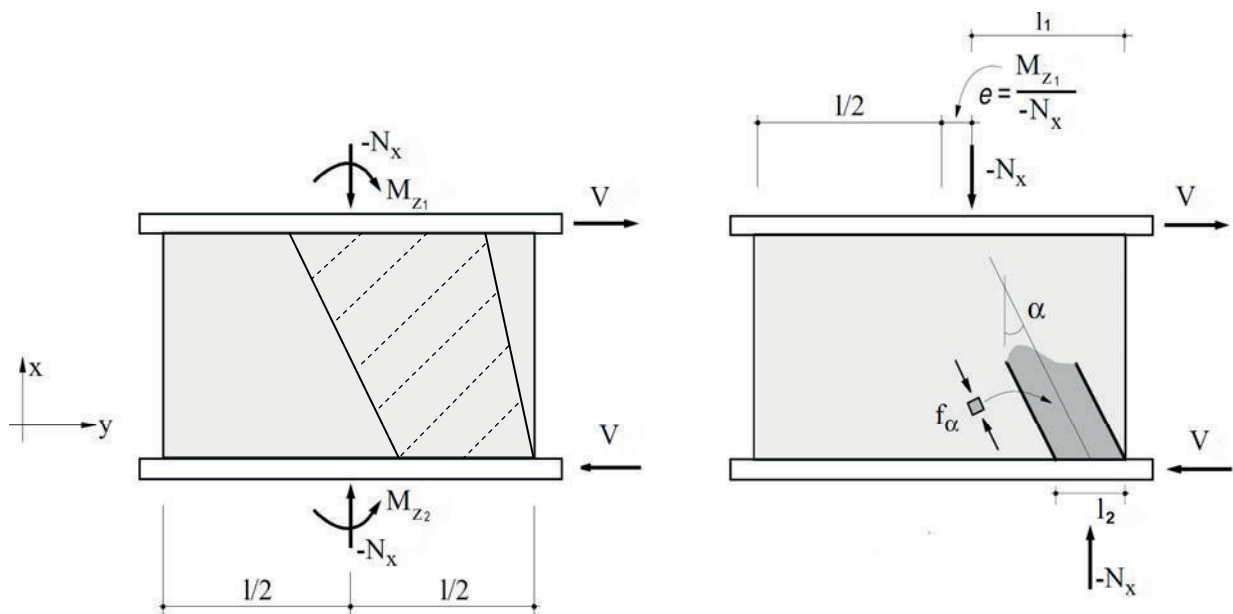


Bild 6.10: Unbewehrte Schubwand mit fächerförmigem Druckspannungsfeld und mit geneigter Druckstrebe [Mo. 2]

Ausreichende Querkrafttragfähigkeit einer zweiaxial in der Ebene beanspruchten unbewehrten Mauerwerkswand ist gemäß SIA 266:2003 gegeben, wenn für die Druckstrebe folgende zwei Bedingungen erfüllt sind, s. [N 18]:

$$\text{I.} \quad N_x \leq f_y \cdot l_2 \cdot t \cdot \cos^2 \alpha \quad (6.26)$$

und

$$\text{II.} \quad \alpha = \arctan (V / N_x) \leq \varphi \quad (6.27)$$

mit

l_2 überdrückte Breite der Wandscheibe, es gilt $l_2 = l - 2 \cdot M_2 / N_x$.

Durch die erste Bedingung (Gl. (6.26)) wird das Materialversagen ausgeschlossen. Die zweite Bedingung (Gl. (6.27)) schließt das Gleiten in der Lagerfuge aus. Ausführliche Darstellungen dieser Berechnungsansätze finden sich bei *Zimmerli et al.*, s. [Zi. 2].

Nach Transformation der Bedingungen gemäß den Gleichungen (6.26) und (6.27) konnten *Bachmann/Lang* [Ba. 1] den maximalen Querkraft V wie folgt beschreiben:

$$V = \frac{N_x \cdot f_y \cdot t \cdot l \cdot \tan \alpha}{N_x \cdot (1 + \tan^2 \alpha) + 2 \cdot h_u \cdot f_y \cdot t \cdot \tan \alpha} \quad (6.28)$$

mit

N_x einwirkende Normalkraft,

f_y Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zur Lagerfuge,

t Wanddicke,

l Wandlänge,

α Neigungswinkel der Druckstrebe,

h_u Höhe des Momentennulldurchgangs über dem Wandfuß.

Die Herleitung der Gleichung 6.28) befindet sich im Anhang 1, s. S. A1.

Das Berechnungsmodell mit Spannungsfeldern ist Grundlage für den Berechnungsansatz zur Querkrafttragfähigkeit scheibenschubbeanspruchter vorgespannter Mauerwerkswände von Abschnitt 8.3.4.3. Bei diesem Algorithmus werden die zur äußeren Belastung statisch äquivalenten Spannungszustände in den Mauerwerkswänden durch Druckspannungsfelder charakterisiert und die geometrischen sowie strukturellen Randbedingungen der Wände realitätsnäher berücksichtigt. Im Abschnitt 8.3 wird Anwendbarkeit der o.g. Ansätze auf vorgespannte Mauerwerkswände verifiziert.

7 Ergänzende rechnerische Untersuchungen zum Tragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände

7.1 Vorbemerkungen

Es werden im Folgenden die Ergebnisse rechnerischer Untersuchungen von Einflussgrößen vorgestellt, die in den experimentellen Untersuchungen nicht geprüft werden konnten.

Es wurde das nicht lineare FE-Programmsystem *SBETA-AT3D* eingesetzt, dessen Eignung für diese Zwecke durch rechnerische Überprüfung im Experiment erhaltener Kraft- und Verformungsgrößen mit gutem Erfolg verifiziert werden konnte.

Die rechnerischen Untersuchungen betreffen zum Einen biegedruckbeanspruchte vorgespannte Mauerwerkswände und zum Anderen vorgespannte Mauerwerkswände unter Scheibenschubbeanspruchung.

Um die Übertragbarkeit der theoretischen Annahmen nach Theorie II. Ordnung hinsichtlich der abgeminderten Stauchung **biegedruckbeanspruchter Mauerwerkswände** bei Höchstspannung (Abschnitt 6.3) zu überprüfen, werden vorgespannte Wände im mittleren Wandbereich hinsichtlich der auftretenden Mauerwerksdehnungen bei maximaler Biegedruckbelastung numerisch untersucht.

Die Hauptspannungszustände in Wandebene sind zur Abbildung des wirklichkeitsnahen Tragverhaltens vorgespannter, **scheibenschubbeanspruchter Mauerwerkswände** notwendig. Sie sind in Abhängigkeit von der steifigkeitsabhängigen Interaktion zwischen Geschossdecken und Mauerwerkswänden zu bestimmen, die aus den experimentellen Untersuchungen (Abschnitt 5.4) nicht umfassend hergeleitet werden konnten. Daher wurden ebenfalls Berechnungen zur Einspannwirkung von Decken in Wandebene scheibenschubbeanspruchter vorgespannter Mauerwerkswände durchgeführt.

7.2 Modellierung des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände mit Hilfe der nicht linearen FE- Methode

Die rechnerische Simulation des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände erfolgte mit Hilfe des FE-Programmsystems *SBETA-AT3D* unter Anwendung einer vereinfachten Mikromodellierung (diskrete Modellierung mit reduziertem Detaillierungsgrad), s. [Sb.1].

Dabei wird die Mörtelschicht nicht explizit modelliert, sondern nur die um die Fugendicke vergrößerten Mauersteine, welche als Makroelemente mit Mauerwerkeigenschaften versehen wurden. Die Makroelemente wurden durch Interface- bzw. Kontaktelemente entsprechender Steifigkeiten miteinander verbunden.

Zur Modellierung der „Mauerstein-Makroelemente“ wurde das in *SBETA-AT3D* gegebene Materialmodell *SBETA* (s. Bild 7.1) mit den in Tabelle 4.12 beschriebenen Werkstoffkennwerten des Mauerwerks versehen. Für die Modellierung der Mauerwerksfugen wurde das in *SBETA-AT3D* implementierte Interfacelement angewendet, das auf dem Mohr-Coulomb-Kriterium basiert, s. Bild 4.2. Die Herleitung der angewendeten Stoffkennwerte wurde bereits in Abschnitt 4.3.2 ausführlich behandelt.

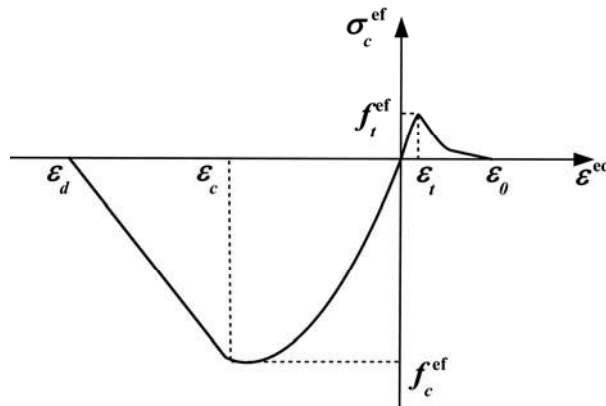


Bild 7.1: Einachsige Spannungs-Dehnungslinie des Materialmodells *SBETA* [Sb.1]

Zur Überprüfung der Eignung von *SBETA-AT3D* wurde das Trag- und Verformungsverhalten der in Abschnitten 5.3 und 5.4 beschriebenen, experimentell untersuchten vorgespannten Mauerwerkswände analysiert. Bild 7.2 zeigt das FE-Modell und die berechnete Verteilungen der Vertikalspannung σ_y der biegedruckbeanspruchten vorgespannten Wand B aus [Gu. 3].

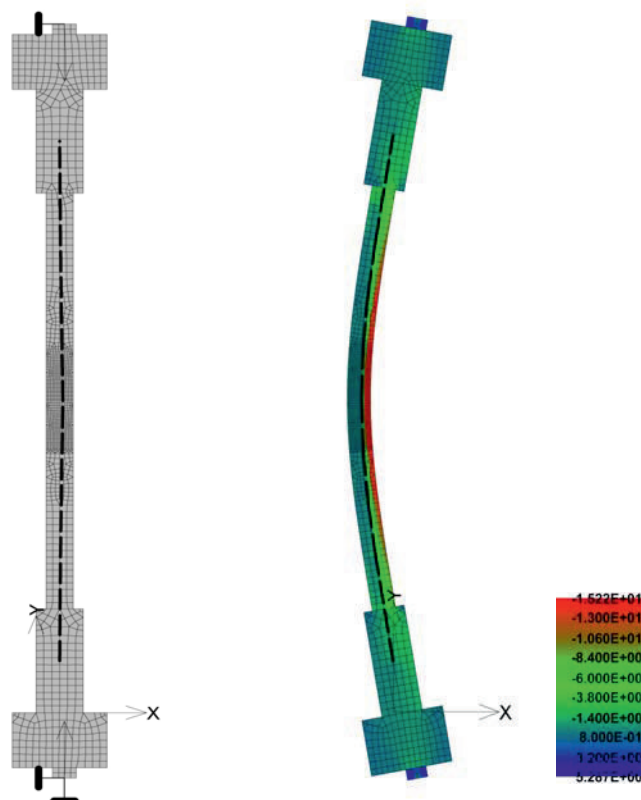


Bild 7.2: FE-Modell und verformte Struktur der biegedruckbeanspruchten Wand B

Bild 7.3 zeigt den Vergleich der berechneten und der im Experiment erhaltenen Last-Verformungskurve der biegedruckbeanspruchten Wand B. Die Vorspannung der Wand P betrug 150 kN. Eine gute Übereinstimmung rechnerischer und im Experiment erhaltener Werte ist erkennbar.

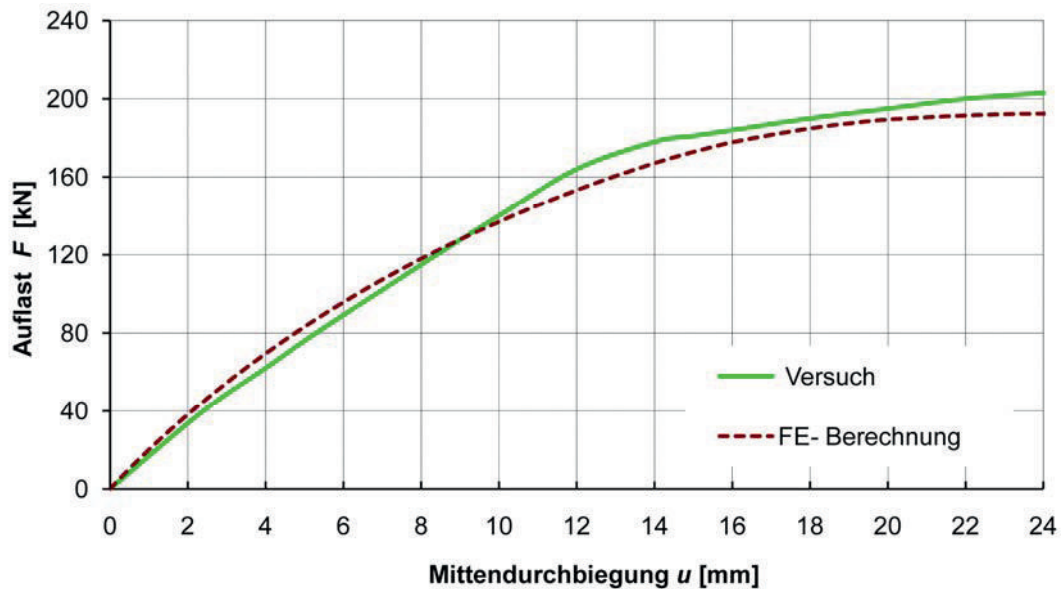


Bild 7.3: Last-Verformungslinien der biegebeanspruchten Wand B, $P = 150 \text{ kN}$ [Bu. 1], [Gu. 3]

Bild 7.4 zeigt die FE-Modellierung und die berechnete Verteilung der Vertikalspannungen σ_y der schiebenschubbeanspruchten Wand W1 aus [Gu. 6].

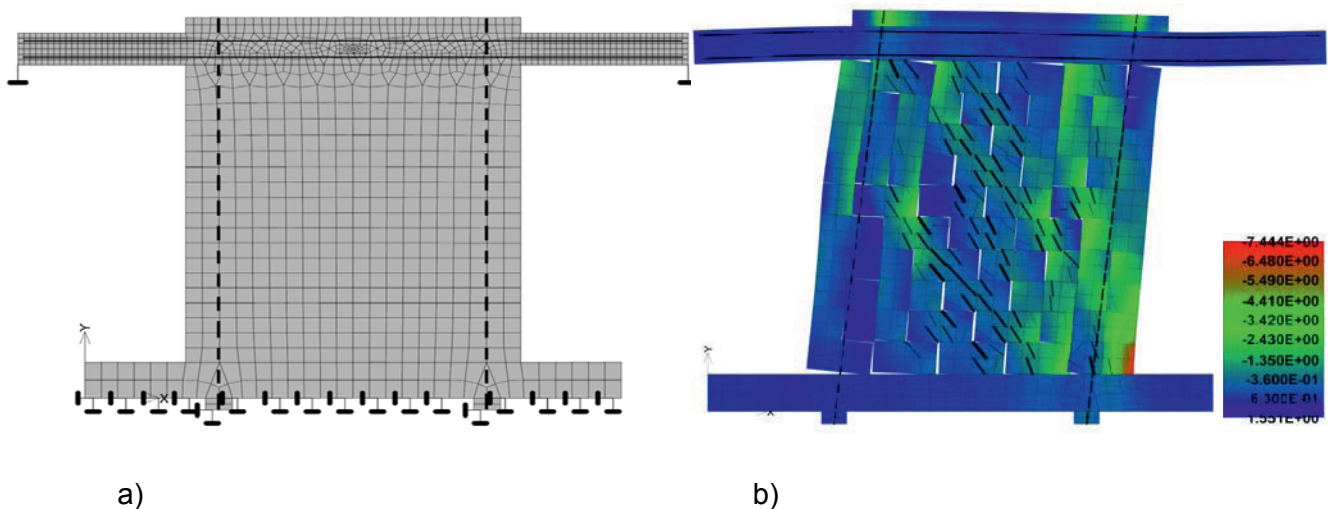


Bild 7.4: a) Schematische Darstellung der FE-Modellierung;
b) mittels FE-Berechnung ermittelte Verteilung der Vertikalspannung σ_y
in der schiebenschubbeanspruchten Wand W1

Bild 7.5 ermöglicht den Vergleich im Experiment gemessener und rechnerisch erhaltener Traglasten und Verformungen der Versuchswand W1. Die durchgehende blaue Linie beschreibt dabei die Schubkapazität der geprüften Wand (s. a. [Bu. 5], [Gu. 6]).

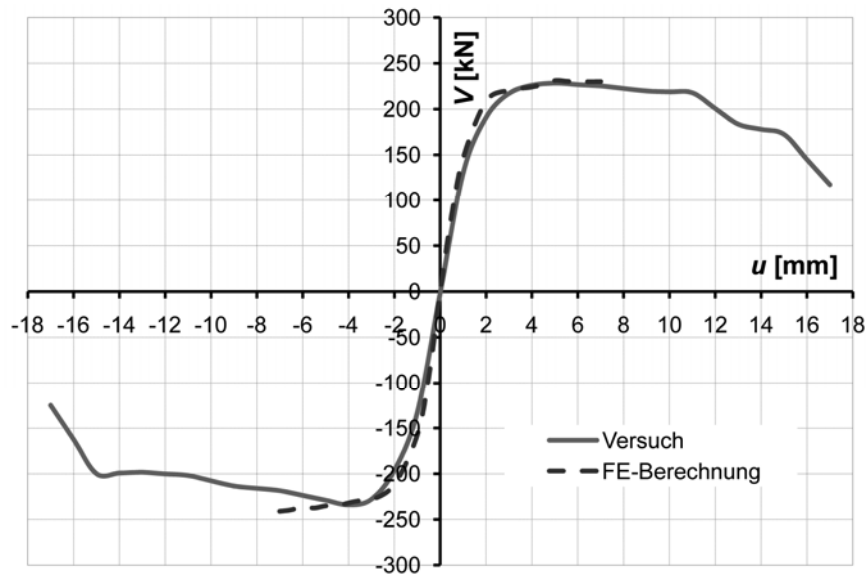


Bild 7.5: Rechnerisch überprüfte Querkrafttragfähigkeit der Wand W1 [Bu. 5], [Gu. 6]

Bild 7.5 macht deutlich, dass auch das Tragverhalten in Wandebene querkraftbeanspruchter vorgespannter Mauerwerkswände mit *SBETA-AT3D* mit guter Übereinstimmung berechneter und im Experiment erhaltener Werte nachvollzogen werden kann. Dies rechtfertigt weitere FE- Simulationen mit *SBETA-AT3D* im Rahmen der folgenden Berechnungen.

7.3 Tragverhalten unter Biegedruckbeanspruchung - Teilmodul B

In den Berechnungen werden vorgespannte Wände im mittleren Wandbereich hinsichtlich der dort auftretenden Mauerwerksdehnungen bei maximaler Biegedruckbeanspruchung analysiert. Es war die Übertragbarkeit der Annahmen von *Graubner/Glock* (Gl. (6.14)) hinsichtlich abgeminderter Stauchungen bei Höchstspannung $\xi \cdot \varepsilon_{m1}$ zu überprüfen.

In Tabelle 7.1 sind die in den Berechnungen variierten Eingangsgrößen aufgeführt.

Tabelle 7.1: Untersuchte Werkstoff- und Geometriegrößen

				Wandserie ¹⁾		
				1	2	3
Mauerwerk	Druckfestigkeit	f	[N/mm ²]	6,9	10,0	15,2
	Elastizitätsmodul	E_M	[N/mm ²]	5500	8000	9300
	Stauchung bei Höchstspannung	ε_{m1}	[‰]	2,0	2,0	2,85
	Zugfestigkeit	f_t	[N/mm ²]	0,01	0,01	0,19
Wand	Abmessungen	l/t	[m]	1,0/0,175		
	Systemhöhe	h_{ef}	[m]	1,75; 2,625; 3,50; 4,375		
	Schlankheit	$\lambda = h_{ef}/t$	[-]	10; 15; 20; 25		
	bez. Lastausmitte	e_l/t	[-]	1/6; 1/3; 0,45		
	Vorspannkraft	P	[kN]	0; 75; 100; 150		

¹⁾ $e_p = 13,0$ mm

Die vertikale Auflast (F) wurde rechnerisch, wie im Experiment, über eine Lasteinleitungskonstruktion aus einem Betonelement (C30/37) mit aufgesetzter Stahlplatte in das Mauerwerk exzentrisch (e_1/t) eingeleitet, s. Bild 7.6. Die Wände wurden dabei als in unterschiedlicher Höhe vorgespannt (Vorspannkraft P) angenommen.

Bild 7.6 zeigt beispielhaft das mit SBETA-AT3D simulierte statische System einer Mauerwerkswand der Schlankheit $\lambda = 20$ mit der Lastausmitte $e_1/t = 1/3$ aus der Wandserie 3 sowie eine Abbildung der verformten Struktur mit Angabe der Verteilung der vertikalen Dehnungen über die Wandhöhe.

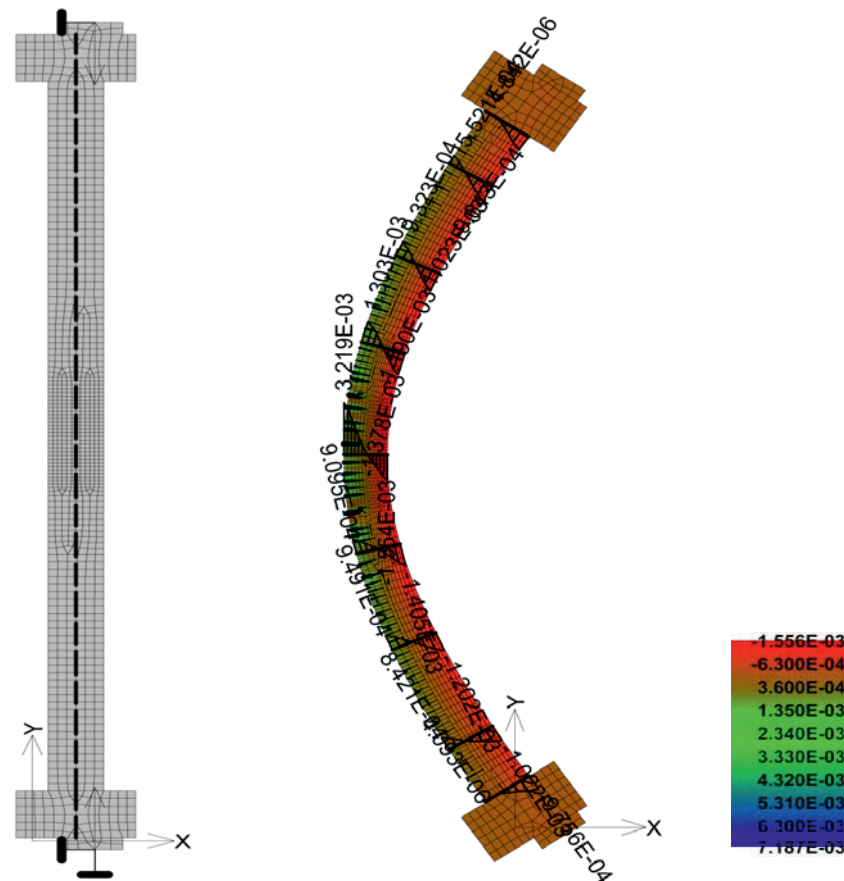


Bild 7.6: FE-Modell und vertikale Dehnungsverteilung über die Wandhöhe bei Bruchlast

Die Mauerwerkswände wurden bei konstanter Vorspannkraft P rechnerisch durch Erhöhung der vertikalen Beanspruchung bis zum Versagen belastet.

Aus den Berechnungsergebnissen wurde die in Bild 7.7 beispielhaft gezeigte Last-Verformungslinie der Mauerwerkswand ermittelt.

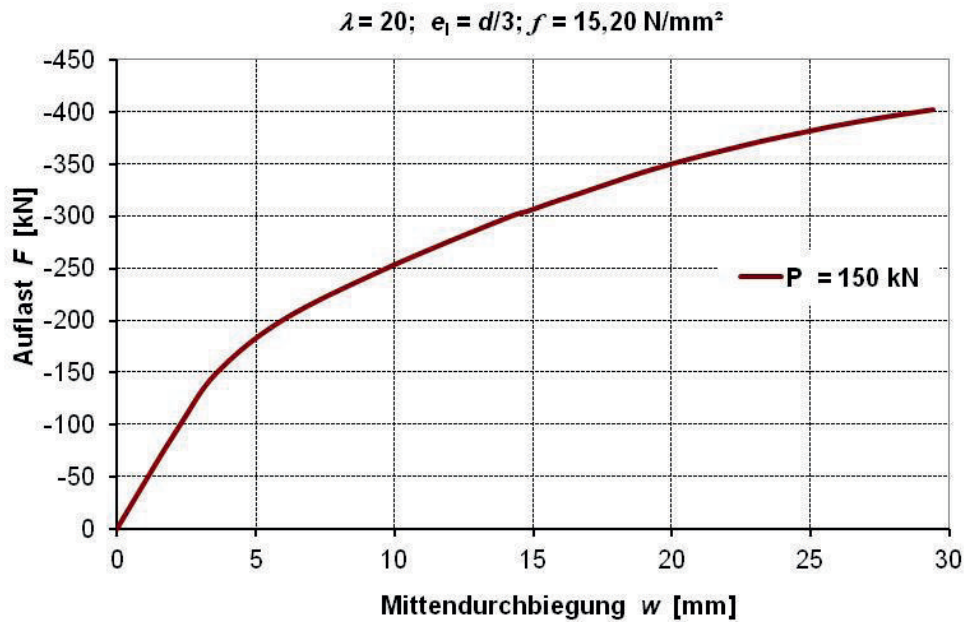


Bild 7.7: Last-Verformungslinie einer Mauerwerkswand aus der Wandserie 3

Die Identifizierung des Bruchpunktes der rechnerischen Last-Verformungslinie gelingt wegen der Annäherung der Kurve an die Horizontale meist nur ungenau.

Daher wurden zunächst Wertepaare aus einwirkende Normalkraft ($N = F+P$) und Gesamtbiegemoment ($M_{\text{tot}} = M_1 + F \cdot w$) gebildet und hieraus Kurvenzüge konstruiert. Die Kurvenzüge wurden anschließend zusammen mit einer mit dem Programmsystem INCA 2 [In. 1] erzeugten Interaktionslinie für Bruchschnittgrößenkombinationen aus Biegemoment (M_u) und Normalkraft (N) in einem Diagramm eingetragen, s. Bild 7.8.

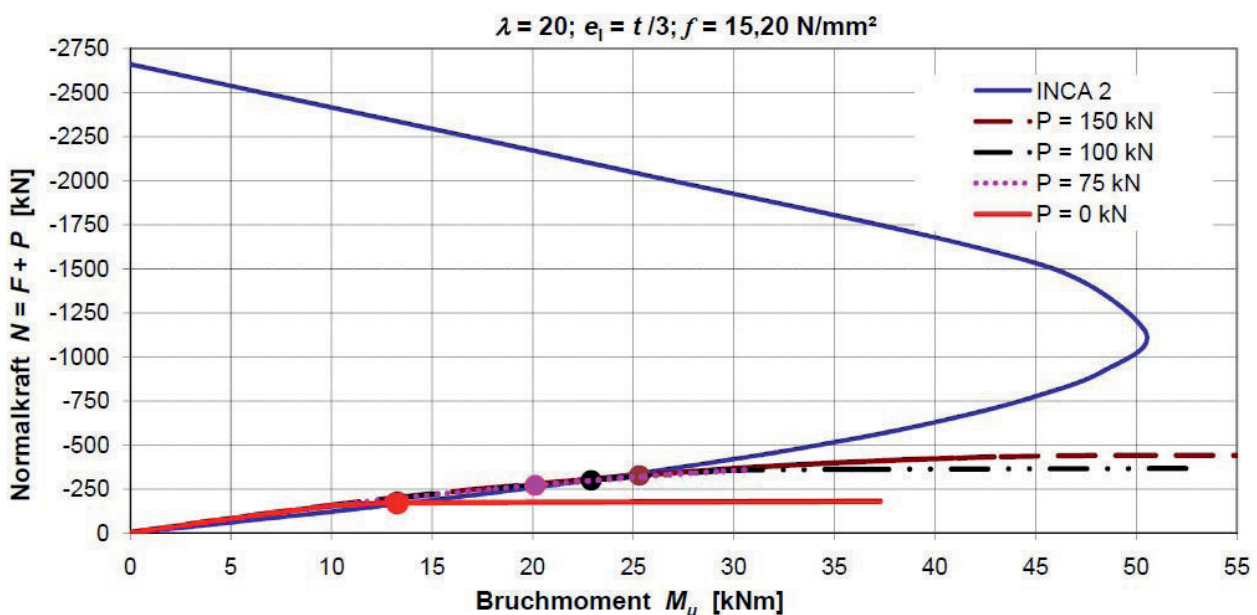


Bild 7.8: Überprüfung der mit *SBETA-AT3D* ermittelten Bruchzustände einer Mauerwerkswand der Schlankheit $\lambda = 20$ mit der Lastausmitte $e_1/t = 1/3$ anhand der Interaktionslinie nach *INCA 2*

Die Schnittpunkte der Kurvenzüge mit der Interaktionslinie charakterisieren rechnerische Bruchpunkte der Wände und dienen somit der Überprüfung der *SBETA-AT3D* – Ergebnisse. Die Überprüfungen der mit *SBETA-AT3D* ermittelten Last-Verformungslinien zeigen, dass bei Mauerwerkswänden der Schlankheit 10 bzw. 15 mit der Lastausmitte $e_l/t = 1/6$ die Schnittpunkte dieser Kurvenzüge oberhalb s.g. Balance- Points liegen, s. Bild 7.9.

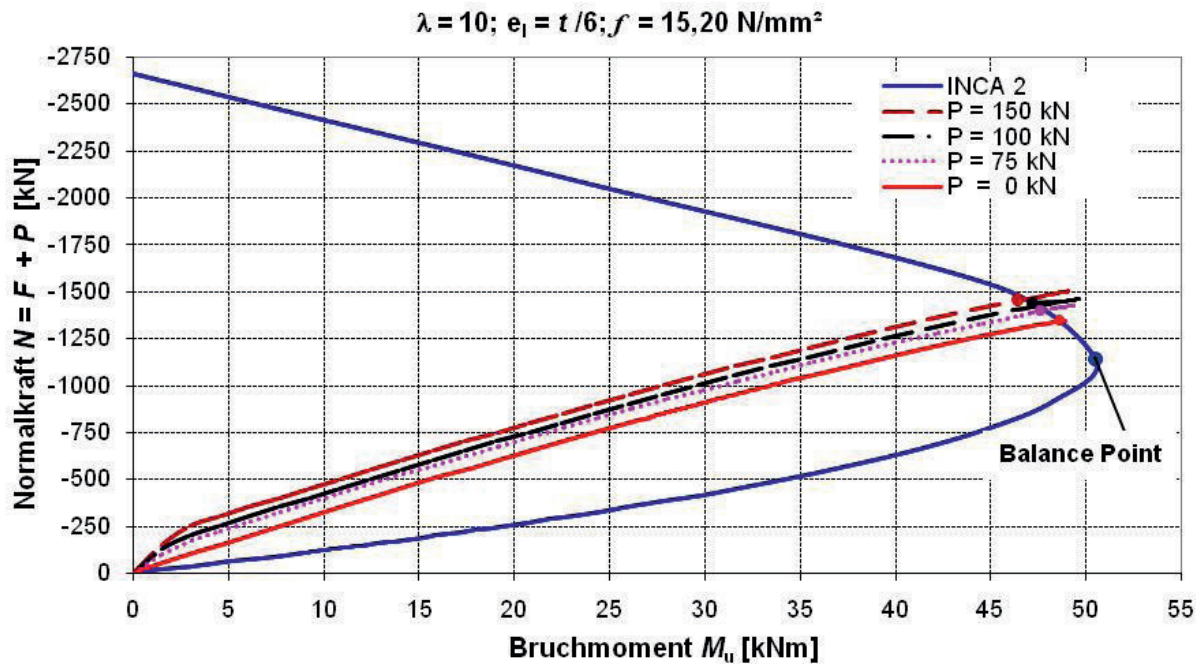


Bild 7.9: Überprüfung der mit *SBETA-AT3D* ermittelten Bruchzustände einer Mauerwerkswand der Schlankheit $\lambda = 10$ mit der Lastausmitte $e_l/t = 1/6$ anhand der Interaktionslinie nach *INCA 2*

Somit kommt es hier zu dem in Abschnitt 6.3, Bild 6.5, Punkt ② beschriebenen Querschnitts- bzw. Spannungsversagen nach Theorie II. Ordnung. Diese Versagensarten werden für weitere Analysen des Stabilitätsversagens ausgeschlossen, weil die Erhöhung der Normalkraft durch Vorspannung auf Werte oberhalb des Balance- Points unzweckmäßig ist.

Nach der Bestimmung des rechnerischen Bruchzustandes wurden die im mittleren Wandbereich auftretenden Deformationszustände (Dehnungen, Risse) betrachtet, um den Tragmechanismus der Wand in Abhängigkeit von Dehnungsverteilung und Risstiefe zu analysieren, s. Bild 7.10.

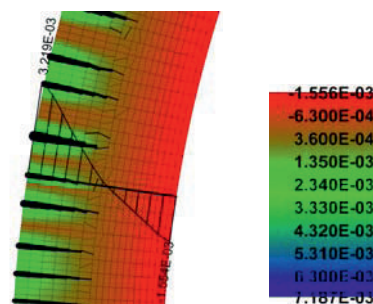


Bild 7.10: Überhöhte Darstellung der Dehnungsverteilung sowie der Druckzonenhöhe im mittleren Wandbereich bei definierter Bruchlast

Aus Bild 7.10 können beispielhaft die rechnerisch erhaltene Dehnungsverteilung senkrecht zu den Lagerfugen sowie die Druckzonenhöhe x (roter Bereich) in der Wandmitte der in Bild 7.6 dargestellten Mauerwerkswand unmittelbar vor dem Bruch abgelesen werden. Die im Bruchzustand auftretenden Dehnungswerte des mittleren Wandbereichs werden der in Tabelle 7.1 angegebenen Scheitelstauchung bei Höchstspannung ε_{m1} des Werkstoffgesetzes für Mauerwerk gegenübergestellt. Die erreichten Druckzonenhöhen x/t werden bezogen auf die Wanddicke ebenfalls in Tabelle 7.2 angegeben

Die erreichten Druckzonenhöhen x werden zu der Wanddicke in Bezug gestellt, s. Tabelle 7.2.

Tabelle 7.2: Bezogene Dehnungen und Druckzonenhöhe in Wandmitte von Wänden der Wandserie 3

λ [-]	e/t [-]	P [kN]	F_u [kN]	x/t [-]	$\varepsilon/\varepsilon_{m1}$ [-]
10	1/3	0	360,0	0,34	0,58
		75	590,0	0,45	0,79
		100	620,0	0,47	0,84
		150	660,0	0,49	0,89
	0,45	0	170,0	0,28	0,40
		75	425,0	0,40	0,74
		100	450,0	0,41	0,78
		150	480,0	0,43	0,80
15	1/3	0	290,0	0,33	0,43
		75	455,0	0,40	0,75
		100	472,5	0,40	0,79
		150	515,0	0,43	0,84
	0,45	0	110,0	0,21	0,24
		75	325,0	0,36	0,61
		100	357,5	0,39	0,73
		150	390,0	0,41	0,77
20	1/6	0	600,0	0,68	0,53
		75	650,0	0,45	0,68
		100	650,0	0,44	0,71
		150	667,5	0,43	0,82
	1/3	0	170,0	0,29	0,27
		75	330,0	0,45	0,51
		100	340,0	0,45	0,55
		150	402,5	0,45	0,65
	0,45	0	110,0	0,30	0,20
		75	270,0	0,43	0,43
		100	290,0	0,44	0,48
		150	300,0	0,48	0,47
25	1/6	0	551,0	0,63	0,41
		75	570,0	0,64	0,43
		100	587,5	0,63	0,48
		150	620,1	0,62	0,57
	1/3	0	132,5	0,28	0,24
		75	252,5	0,37	0,43
		100	275,0	0,39	0,49
		150	310,0	0,40	0,59
	0,45	0	90,0	0,36	0,21
		75	190,0	0,36	0,37
		100	215,0	0,38	0,44
		150	242,5	0,40	0,50

Die Berechnungsergebnisse in Tabelle 7.2 zeigen, dass bei keiner der knickgefährdeten Mauerwerkswände aus der Wandserie 3 die in Tabelle 7.1 angegebene Scheitelstauchung bei Höchstspannung von $\varepsilon_{m1} = 2,85\text{‰}$ erreicht wurde ($\varepsilon/\varepsilon_{m1} < 1,0$).

Mit zunehmender Wandschlankheit nimmt die in Wandmitte erreichte bezogene Stauchung $\varepsilon/\varepsilon_{m1}$ ab (Vergleiche: $\lambda = 10 \dots 20$; $e_l/t = 0,45$ und $\varepsilon/\varepsilon_{m1} = 0,80 \dots 0,47$).

Die Auswertungen der Wände der Serie 1 und 2 zeigen die gleichen Merkmale, s. Tabelle A-3.1 und A-3.2, im Anhang 3. Aus den Auswertungsergebnissen dieser Berechnungen wird deutlich, dass die theoretischen Annahmen von Graubner/Glock (Gl. (6.14)) für Einflüsse nach Theorie II. Ordnung auf vorgespannte Mauerwerkswände übertragbar sind. Der hierbei anzunehmende Abminderungsfaktor für die Höchstspannung ε_{m1} wird, basierend auf den Erkenntnissen von Tabelle 7.2, auf $\xi = 0,6$ festgelegt. Er wird im Rahmen des für den Teilmodul „**Traglastenzustand ULS**“ zu erstellenden Berechnungsansatzes zur Tragfähigkeit vorgespannter biegedruckbeanspruchter Mauerwerkswände verwendet, s. Abschnitt 8.3.4.2.

7.4 Tragverhalten unter Querkraftbeanspruchung in Wandebene - Teilmodul S

Die in Abschnitt 5.4 durchgeführten Auswertungen der Verschiebungsmessungen hatten ergeben, dass die infolge der Scheibenschubbeanspruchung entstehenden Dehnungsverteilungen mit Dehnungsfeldern beschrieben werden können. Hinsichtlich der Hauptspannungsverteilung in Wandebene konnten hieraus noch keine ausreichend abgesicherten, auf Bauwerke übertragbare Erkenntnisse abgeleitet werden. Die Spannungszustände in Bauwerken sind in Abhängigkeit von der steifigkeitsabhängigen Interaktion zwischen Geschossdecken und vorgespannten Mauerwerkswänden zu bestimmen. Reale Verdrehungsbehinderungen des Wandkopfes liegen zwischen denen einer Kragsscheibe (keine Verdrehungsbehinderung) und denen einer Wand mit vollständiger Einspannung des Wandkopfes (vollständige Verdrehungsbehinderung). Diese Gegebenheiten rufen unterschiedliche, den Tragwiderstand der Wände bestimmende Momentenverteilungen bei Belastungen in Wandebene hervor (Bild 8.1). Weiterhin stellt sich diese Frage im Hinblick auf die Formulierung von Bemessungsansätzen, welche Verteilung der Vertikalspannung σ_y entlang der Druckstrebenbreite l_2 (Bild 6.10) am Wandfuß angenommen werden kann. Hierzu hatten die experimentellen Untersuchungen keine umfassenden Auskünfte geben können. Daher wurden ergänzende Berechnungen mit *SBETA-AT3D* zur Einspannwirkung von Decken im Hinblick auf die Tragfähigkeit in Wandebene querkraftbeanspruchter Mauerwerkswände durchgeführt. Angewendet wurden die Geometrie- und Materialeigenschaften der Versuchswände W1 und W3 von *Budelmann/Gunkler*, s. [Bu. 3, 5], [Gu. 4, 6].

Die 2,50 m (W1) bzw. 1,25 m (W3) langen Wände wurden dabei entweder als Kragsscheibe oder als voll eingespannte Wandscheibe simuliert. Als für diese FE-Berechnungen relevante Werkstoffparameter wurden die in den Tabellen 4.4 und 4.5 aufgeführten Werkstoffkenndaten des Mauerwerks verwendet, s. Tabelle 7.3.

Tabelle 7.3: Materialeigenschaften der Mauerwerkswände für FE-Analyse

Parameter	Bezeichnung	Wert	Einheit
Druckfestigkeit	f	17,17	[N/mm ²]
Elastizitätsmodul	E_M	4800	[N/mm ²]
Dehnung bei Höchstspannung	ε_{m1}	4,64	[mm/m]
Zugfestigkeit	$f_t^{1)}$	0,18	[N/mm ²]
Querdehnzahl	$\mu_D^{2)}$	0,10	[-]
Haftscherfestigkeit in der Lagerfuge	f_{vko}	0,44	[N/mm ²]
Reibungsbeiwert Lagerfuge	μ	0,47	[-]

¹⁾abgeschätzt 10% von f ; ²⁾ s. [Sch. 21]

Bild 7.11 zeigt exemplarisch die FE-Modellierung einer 2,50 m langen Mauerwerksscheibe. Die Einleitung der vertikalen Lasten sowie die der horizontalen Kopfverschiebung in das Mauerwerk erfolgten über einen Stahlbetonbalken (C30/37).

Zur Simulation einer Einspannwirkung am Wandkopf, die keine zusätzlichen vertikalen Zwängungen (und dadurch erhöhte vertikale Auflasten) hervorrufen sollte, wurde eine „gewichtlose“ Stahlscheibe modelliert, deren Lagerung nur eine Horizontalverschiebung des Stahlbetonbalkens am Wandkopf gestattete, s. Bild 7.11 b).

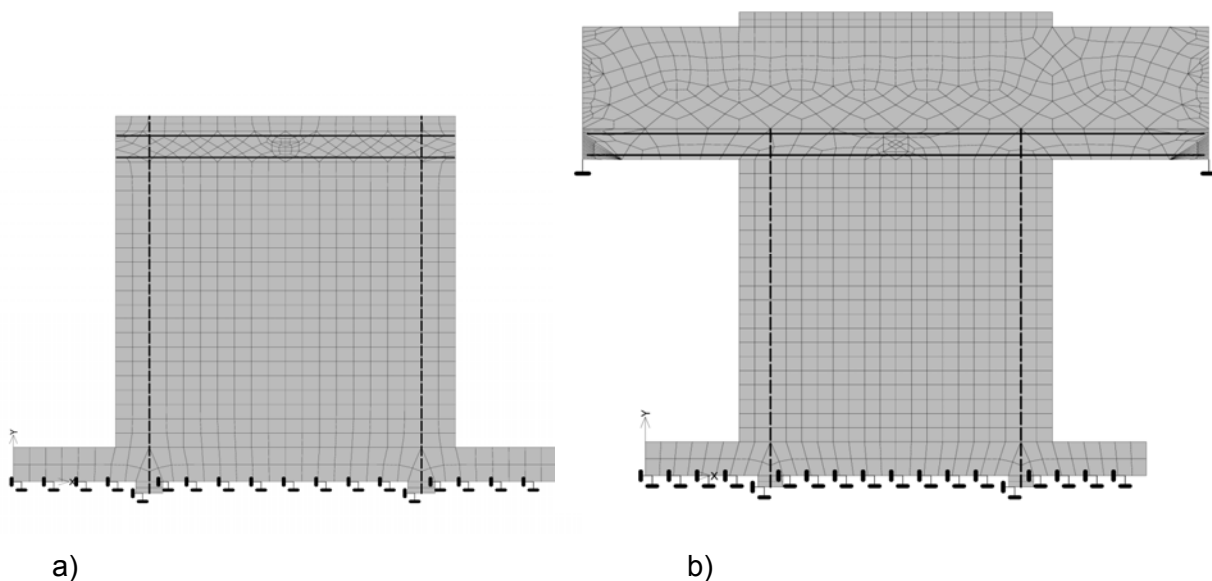


Bild 7.11: Tragwerksmodellierung: a) Kragsscheibe;
b) oben und unten eingespannte Wandscheibe

Die Druckspannung aus Auflasten in der untersten Lagerfuge war in allen Fällen mit $\sigma = 0,50 \text{ N/mm}^2$ gleich groß, welche die Belastung durch über der Wand befindliche Geschosse simuliert. Die im Versuch aufgebrachte zyklische Kopfverschiebung wurde durch eine statische, schrittweise zu erhöhende Kopfverschiebung ersetzt. Die Mauerwerkswände wurden durch Steigerung der horizontalen Kopfverschiebung bis zum rechnerischen Versagen belastet.

Aus den Berechnungsergebnissen wurden die in Bild 7.12 gezeigten Last-Verformungskurven erstellt, die systematisch den Einfluss der Einspannung des Wandkopfes auf den Querkraftwiderstand vorgespannter Mauerwerkswände quantifizieren.

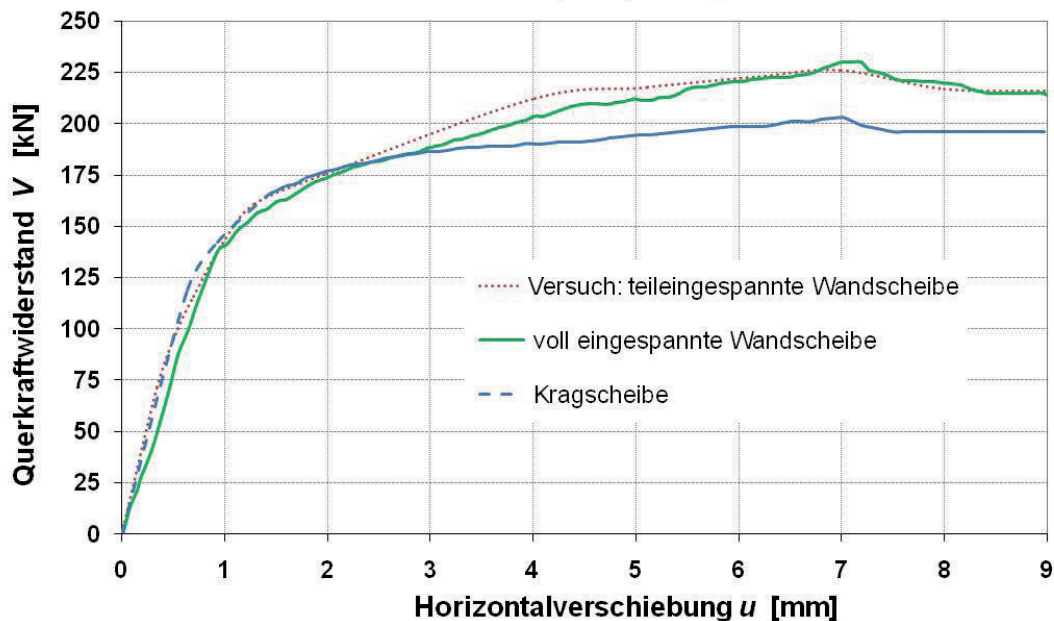


Bild 7.12: Einfluss der Kopfeinspannung bei einer 2,50 m langen Mauerwerkswand

Der Vergleich der in Bild 7.12 dargestellten Querkrafttragwiderstände macht deutlich, dass bei der vollen Kopfeinspannung einer 2,50 m langen Mauerwerkswand nur eine um 12% höhere Tragfähigkeit im Vergleich zu der als Kragscheibe modellierten Mauerwerkswand erreicht wird. Die am Wandkopf teileingespannte Versuchswand zeigte einen nahezu gleich großen Tragwiderstand wie die Mauerwerkswand mit vollständiger Kopfeinspannung.

Die Last-Verformungskurven einer 1,25 m langen Mauerwerkswand sind in Bild 7.13 abgebildet.

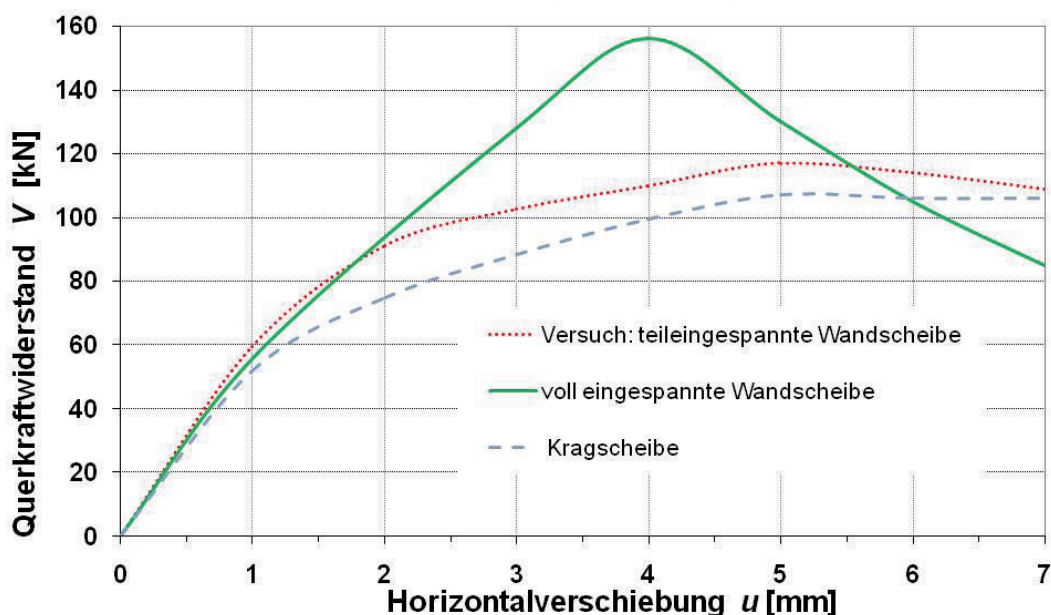


Bild 7.13: Einfluss der Kopfeinspannung bei einer 1,25 m langen Mauerwerkswand

Bei einer vollständigen Kopfeinspannung erreicht die 1,25 m lange Wand eine um 60% höhere Traglast als die als Kragsscheibe modellierte Mauerwerkswand, s. Bild 7.13.

Die teileingespannte Versuchswand besitzt einen um 10 % höheren Tragwiderstand im Vergleich zur Kragsscheibe.

Die Auswertungsergebnisse der Bilder 7.12 und 7.13 zeigen, dass das Zusammenwirken von Geschossdecken mit den vorgespannten Mauerwerkswänden u. U. einen wesentlichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeiten von Wänden besitzt. Bei kurzen vorgespannten Mauerwerkswänden ($h/l = 0,5$) ist dieser Einfluss wesentlich größer als bei langen vorgespannten Mauerwerkswänden ($h/l = 1,0$). Mögliche Tragfähigkeitssteigerungen und die Berücksichtigung der Deckeneinspannung sind deutlich abhängig von dem Steifigkeitsverhältnissen von Wand und Decke. Bei kurzen Wänden wirkt sich die besonders aus. Dort sollte die Einspannwirkung der Decken immer berücksichtigt werden.

Im Folgenden werden die von der äußeren Belastung erzeugten Spannungszustände innerhalb der Mauerwerkswände bei maximaler Horizontalbeanspruchung untersucht, um Richtung und Größe der Hauptdehnungen in Wandebene zu bestimmen. Hierfür werden die in Laststufen erzeugten Hauptdruckspannungsrichtungen herangezogen.

In Bild 7.14 sind die Hauptdruckspannungsrichtungen beispielhaft für eine oben und unten eingespannte, 2,50 m lange Mauerwerkscheibe qualitativ dargestellt.

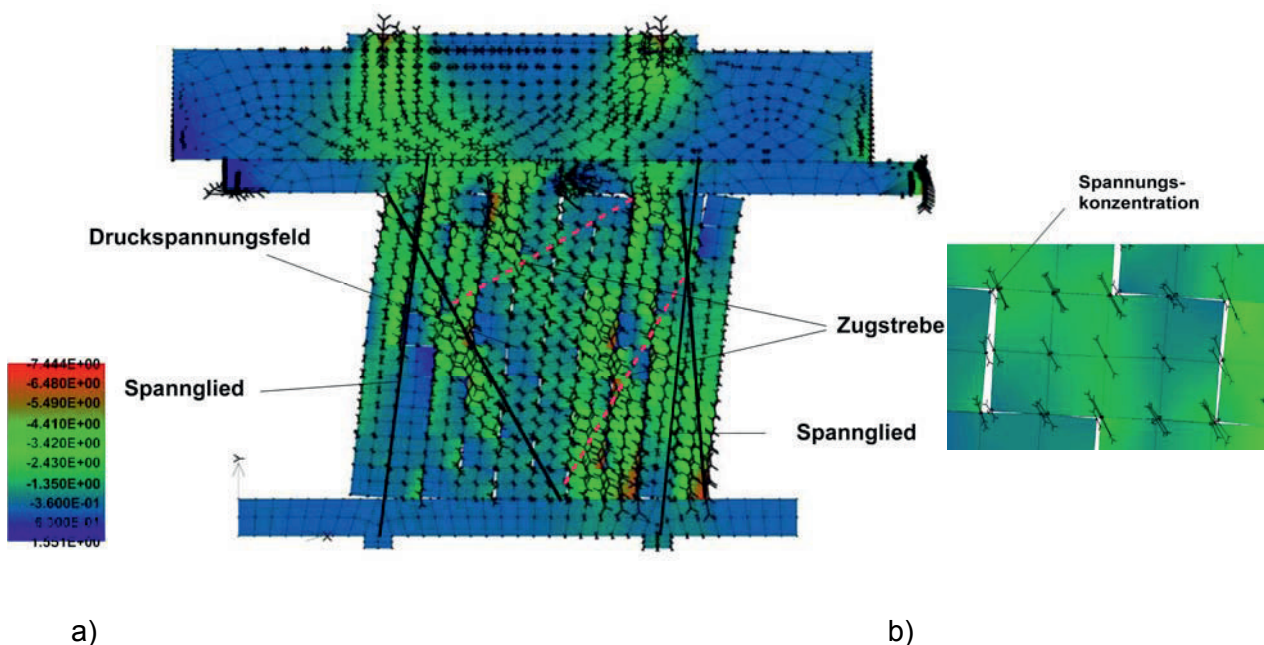


Bild 7.14: a) Drucktrajektorien, angenommenes Druckspannungsfeld sowie Zugstrebe einer 2,50 m langen Mauerwerkscheibe mit Kopf- und Fußeinspannung;
b) Hauptspannungsverteilung in mittleren Wandbereich am Einzelstein

Aus Bild 7.14 a) ist ersichtlich, dass sich im gerissenen Zustand die Hauptdruckspannungen entlang der Wanddiagonalen ausbreiten. An der unteren rechten Wandecke werden diese eingeschnürt. Aufgrund von Rissbildung und Steinverschiebungen entstehen „Spannungslücken“, die eine heterogene Druckausbreitung bewirken. Aus der Darstellung der Spannungsverteilung im mittleren Wandbereich wird deutlich, dass die Hauptdruckspannungen betragsmäßig größer als die Hauptzugspannungen sind.

Die Richtungen der Hauptspannungen sind naher regelmäßig, s. Bild 7.14 b). Die Spannungen werden im Überbindebereich der Steine übertragen. Daher wird empfohlen, dass in DIN EN 1996-1-1/NA, NA.L.3 (1c) vorgeschlagenen Überbindemaß von $\bar{u} \geq 0,4 \cdot h_{st}$ für vorgespannte Mauerwerkswände unbedingt einzuhalten, s. [N 16].

Die Hauptdruckspannungsausbreitung dieser rechnerisch voll eingespannten 2,50 m langen Mauerwerkswand kann vereinfachend, durch ein Druckspannungsfeld erfasst werden, s. Bild 7.14 a).

In Bild 7.15 sind die bei rechnerischer horizontaler Höchstlast auftretenden Druckspannungsverteilungen in einer 2,50 m langen Kragstange dargestellt.

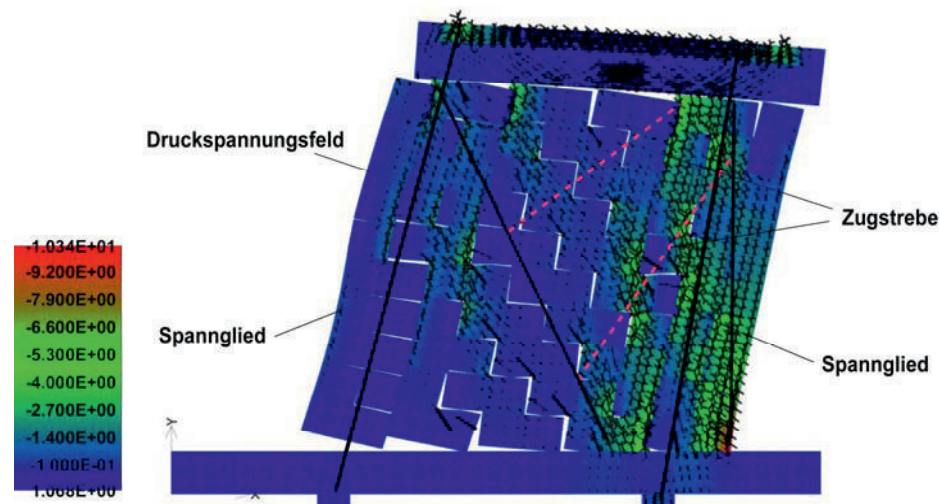


Bild 7.15: Drucktrajektorien, Spannungsfeld sowie Zugstrebe in einer 2,50 m lange Kragstange

Es ist zu erkennen, dass sich im gerissenen Zustand die Hauptspannungen im Gegensatz zu der auch am Wandkopf eingespannten Wand im rechten Wandbereich nahe dem Spannglied konzentrieren. Die Hauptdruckspannungen sind in der Kragstange ebenfalls in der unteren rechten Wandecke stark eingeschnürt. Die Richtungen der Hauptspannungen sind dabei steiler. Die Tragwirkung wird von einem pfeilerartigen Wandabschnitt um das rechte Spannglied herum bestimmt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass am Wandkopf kein Moment wirkt.

In Bild 7.16 sind u.a. die bei rechnerisch maximaler Horizontalbelastung auftretende Druckspannungsausbreitung einer beidseitig eingespannten, 1,25 m langen Mauerwerkswand dargestellt. Die Spannungsverteilung entlang der Wanddiagonale ist wesentlich homogener. Der Ausbreitungswinkel ist flacher, was auf das Einspannmoment am Wandkopf zurückzuführen ist.

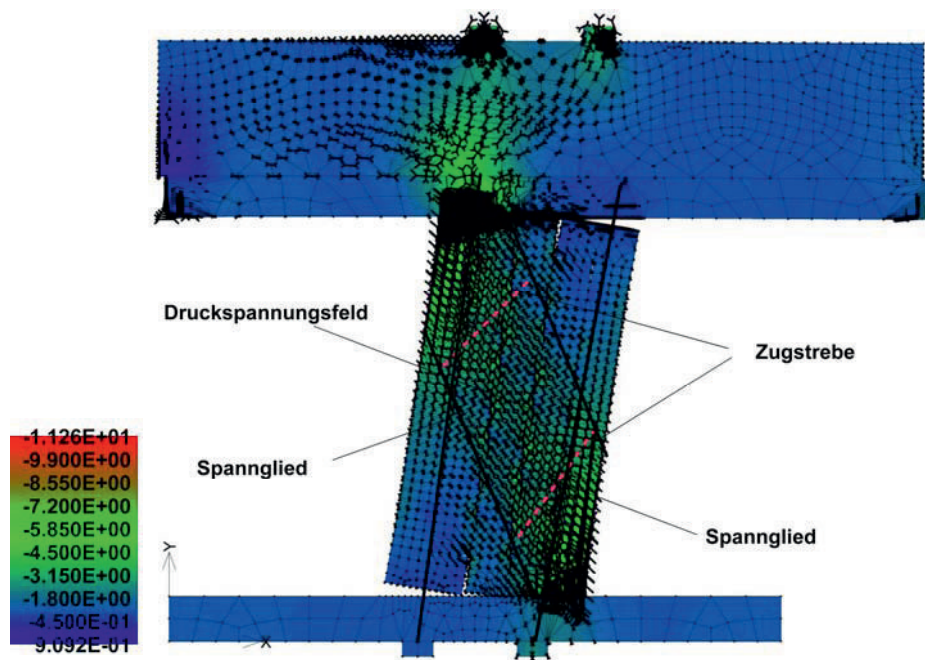


Bild 7.16: Drucktrajektorien, Druckfeld sowie Zugstrebe in kürzere Mauerwerkswand mit Kopf- und Fußeinspannung

Bild 7.17 zeigt, dass sich die Hauptspannungsverteilungen einer kurzen Kragstange ebenfalls an dem rechten Spannglied sowie in der unteren rechten Wandecke konzentrieren.

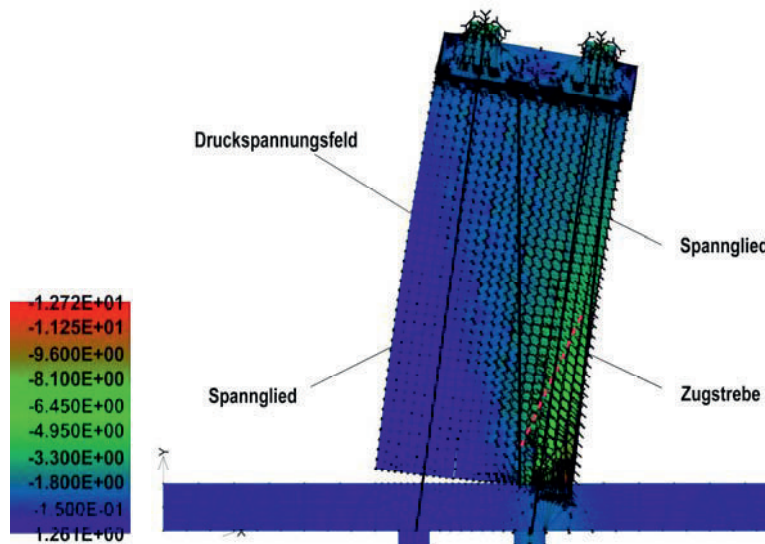


Bild 7.17: Drucktrajektorien, Spannungsfeld sowie Zugstrebe in einer 1,25 m lange Kragstange

Die Lage der resultierenden Vertikalkraft am Wandkopf N_0 bzw. am Wandfuß N_u bestimmt somit die Größe der dort wirkenden Kopf- und Fußmomente, den Abstand des Momentennullpunkts von dem

Wandfuß h_u und dem Neigungswinkel α der resultierenden Druckstrebe in der Wand. Um h_u und α bestimmen zu können, wurde der folgende Rechenweg gewählt.

Zunächst wurden die im Tragzustand auftretenden Resultierenden $N_{i,o}$ und $N_{i,u}$ der dreieckförmig verteilten Vertikalspannungen σ_y am Wandkopf (o) und am Wandfuß (u) aus den FE-Ergebnissen berechnet und ihre Lage über die Lastausmitte $e_{i,o}$ bzw. $e_{i,u}$ bestimmt.

In Bild 7.18 sind die Normalkräfte für eine oben und unten eingespannte 2,50 m lange Mauerwerkswand abgebildet. Es stellen sich jeweils dreieckförmige Spannungsverteilungen an den Einzelsteinen ein.

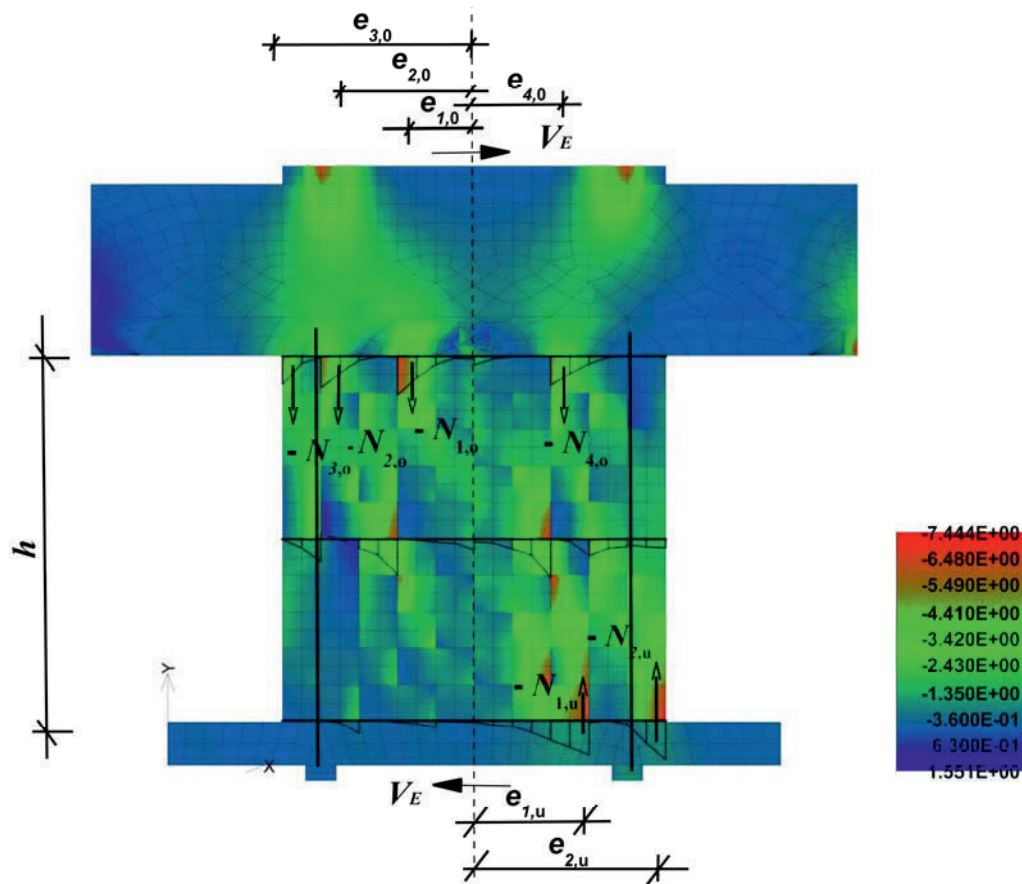


Bild 7.18: Am Wandkopf bzw. Wandfuß auftretende Normalkräfte und ihre Lage der längeren Mauerwerkswand mit Kopf- und Fuß einspannung

Anschließend werden die in Wandebene entstehenden Biegemomente M_1 und M_2 wie folgt ermittelt:

$$M_1 = \sum N_{i,o} \cdot e_{i,o} \quad (7.1)$$

$$M_2 = \sum N_{i,u} \cdot e_{i,u} \quad (7.2)$$

mit

$N_{i,o}$ an der betrachteten Stelle des Wandkopfs einwirkende Normalkraft,

$N_{i,u}$ an der betrachteten Stelle des Wandfußes einwirkende Normalkraft,

$e_{i,o}$ Lage der an der betrachteten Stelle des Wandkopfs einwirkende Normalkraft,

$e_{i,u}$ Lage der an der betrachteten Stelle des Wandfußes einwirkende Normalkraft.

Der Abstand des Momentennullpunkts von dem Wandfuß h_u von dem Wandfuß sowie der Abstand des Momentennullpunkts vom Wandkopf h_o können wie folgt errechnet werden:

$$h_o = \frac{M_1}{V_E} \quad (7.3)$$

$$h_u = h - h_o = \frac{M_2}{V_E} \quad (7.4)$$

mit

M_1 am Wandkopf einwirkendes Moment,

M_2 an der betrachteten Stelle des Wandfußes einwirkendes Moment,

V_E in Wandebene wirkende Horizontallast,

h Wandhöhe.

Bezogen auf die Höhe des Momentennullpunkts h_u über dem Wandfuß sowie der resultierender Lastexzentrizität am Wandfuß e_u wird der Neigungswinkel der vereinfachend anzunehmenden Druckstrebe innerhalb der Wandscheibe α ermittelt:

$$\alpha = \arctan \frac{e_u}{h_u} \quad (7.5)$$

Für eine oben und unten eingespannte 2,50 m lange Mauerwerkswand sind in Bild 7.19 die für die Hauptspannungsausbreitung vereinfachend angenommene Druckstrebe, der Neigungswinkel α der Druckstrebe sowie der Abstand des Momentennullpunkts von dem Wandfuß h_u abgebildet.

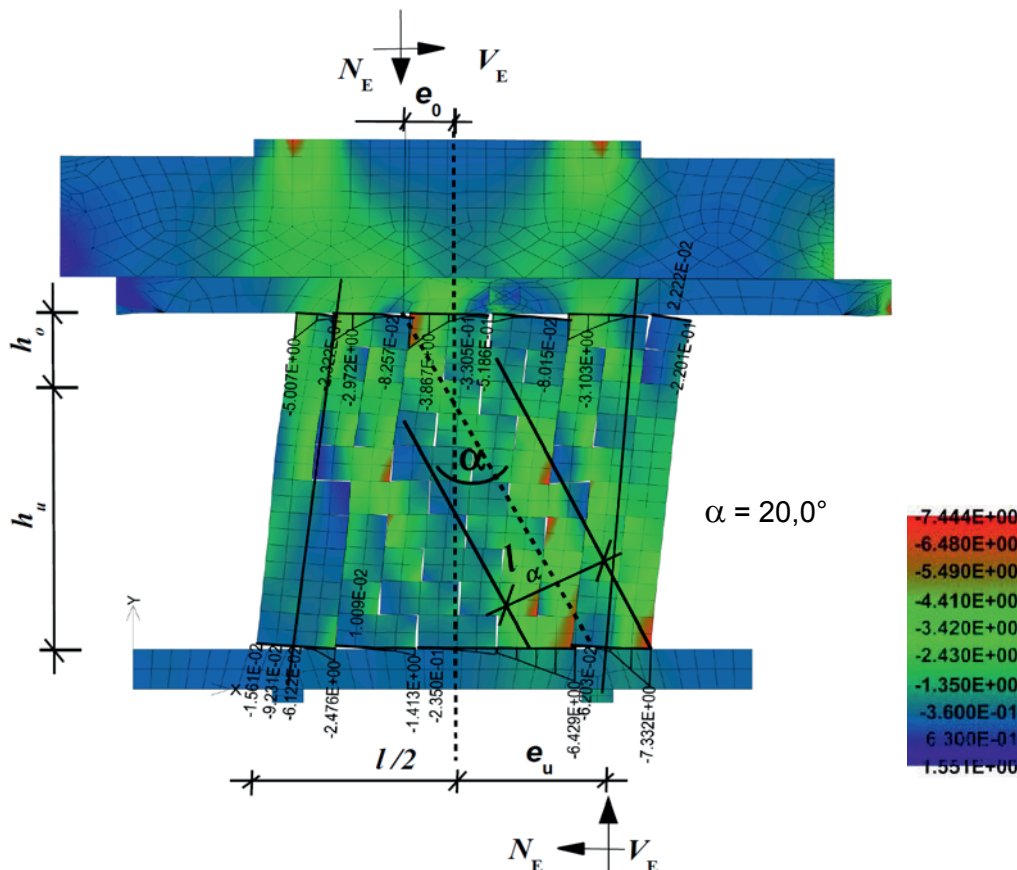


Bild 7.19: Druckstrebe einer beidseitig eingespannten 2,50 m langen Mauerwerkswand

In Bild 7.20 ist die entsprechende Druckstrebe einer vorgespannten 2,50 m langen Kragstange abgebildet.

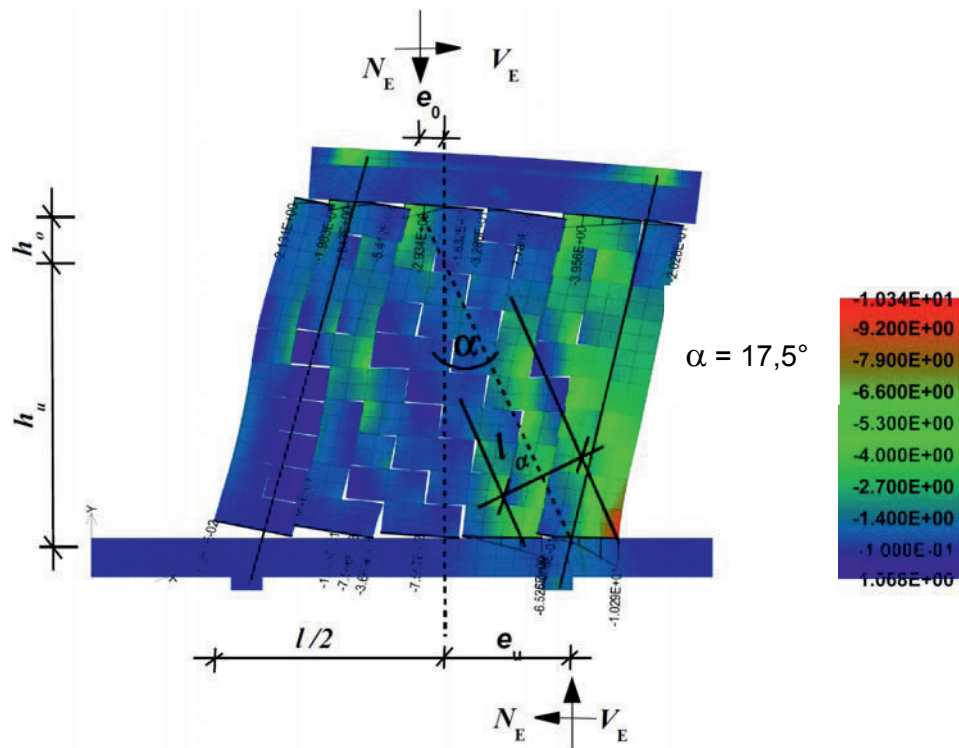


Bild 7.20: Druckstrebe einer 2,50 m langen Kragstange

In den Bildern 7.21 und 7.22 sind die entsprechenden Druckstreben der 1,25 m langen vorgespannten Mauerwerkswände abgebildet.

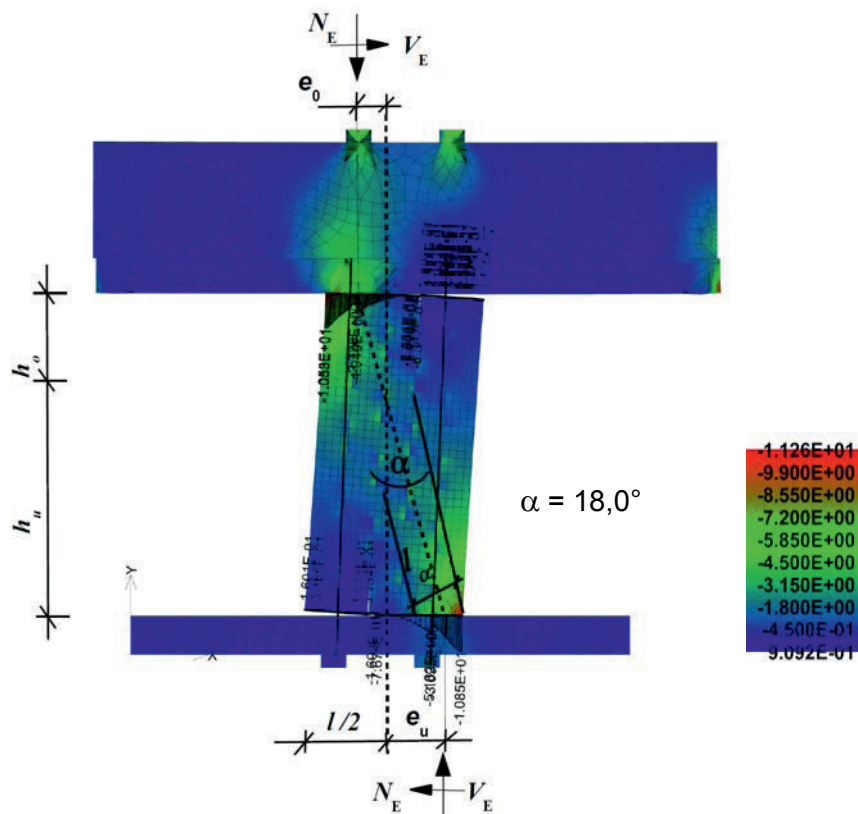


Bild 7.21: Druckstrebe einer beidseitig eingespannten 1,25 m langen Mauerwerkswand

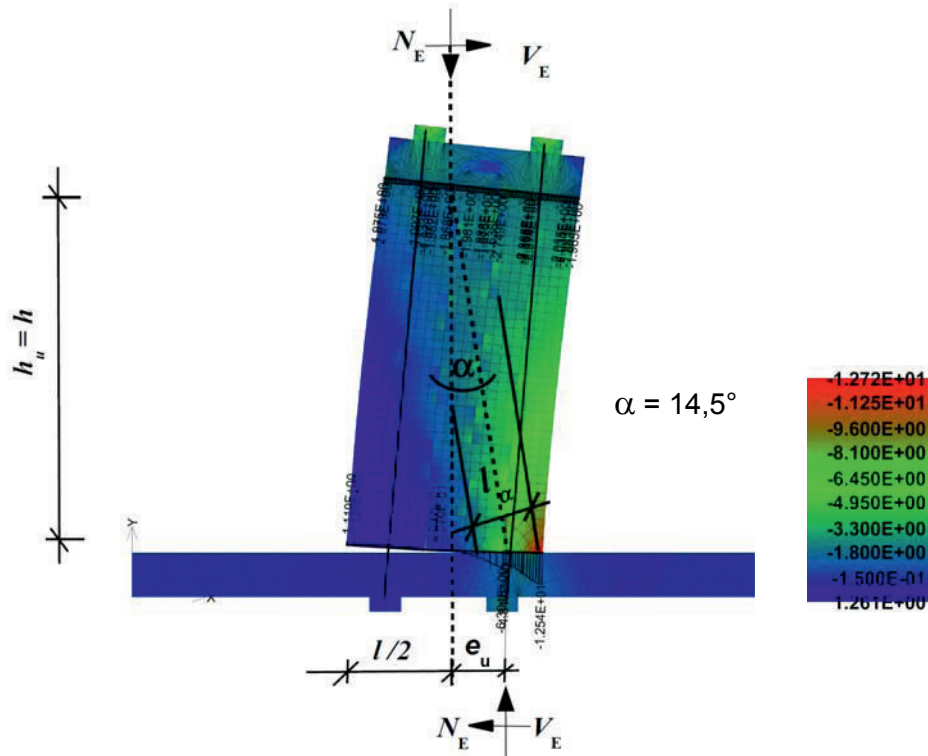


Bild 7.22: Druckstrebe einer 1,25 m langen Kragplatte

In der Tabelle 7.4 sind die mit den Gleichungen (7.1) bis (7.5) berechneten Abstände der Momentennulldurchgänge vom Wandfuß h_u und der Neigungswinkel der Druckstrebe α angegeben und den experimentell ermittelten Werte gegenüber gestellt.

Tabelle 7.4: Ergebnisse der Parameterstudie zum Querkrafttragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände und im Experiment ermittelte Werte

Wandtyp	Mauerwerkswand	Höhenabstand des Momentennulldurchgangs über dem Wandfuß h_u [m]	Neigungswinkel der Druckstrebe α [°]	
			cal.	exp.
lange Wand	volleingespannte Wandscheibe	2,12	20,0	22
	Kragplatte	2,25	17,5	-
kurze Wand	volleingespannte Wandscheibe	1,87	18,0	17
	Kragplatte	2,50	14,5	-

Der Neigungswinkel der Druckstrebe α der 1,25 m langen Wandscheibe mit Kopf- und Fußeinspannung weicht von der Hauptdehnungsrichtung der Versuchswand W3 in den Laststufen nahe der Höchstlast nicht wesentlich ab.

Der im Abschnitt 5.4 ermittelte Richtungswinkel der Hauptdehnungsausbreitung der kurzen Wand W3 beträgt 17° , s. Bild 5.19 c). Für die 2,5 m lange Versuchswand W1 ergab sich hingegen ein Neigungswinkel der Hauptdehnungsrichtung in Höhe von 22° , s. Bild 5.19 c), Abschnitt 5.4. Der rechnerische Neigungswinkel der Druckstrebe α der 2,50 m langen Wandscheibe mit Kopf- und Fußeinspannung weicht mit 20° von dem gemessenen Wert nur um 10% ab. Insgesamt ist auch hier eine gute Übereinstimmung berechneter und im Experiment erhaltener Werte feststellbar. Dies stützt die Theorie in Schubwänden sich ausbreitender Druckspannungsfelder deutlich.

Die hier erhaltenen Berechnungsergebnisse werden bei der Erstellung der Berechnungsalgorithmen für den Teilmodul Scheibenschub **S** in Abschnitt 8.3.4.3 berücksichtigt.

8 Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände

8.1 Vorbemerkungen

In diesem Abschnitt werden die Einzelmodule des in Abschnitt 3 vorgestellten Ingenieurmodells hinsichtlich ihrer Teilaufgaben beschrieben, in denen Lösungsansätze für die Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände enthalten sind.

Einige Inhalte werden aus den bekannten Gesetzen der Statik bzw. aus normativen Regelungen übernommen. Dies gilt insbesondere für das Modul Einwirkung **E**, Vorspannkraft **V** und „Gebrauchslastenzustand“ **SLS**.

Im Modul „Traglastenzustand“ **ULS** werden Berechnungsmodelle zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände in Abhängigkeit von der Beanspruchungsart dargestellt. Hierfür benötigte Angaben basieren auf den in Abschnitt 4, 5, und 7 durchgeführten experimentellen und rechnerischen Analysen. Sie werden durch die in Abschnitt 6 angegebenen analytischen Grundlagen der Traglastenberechnung vorgespannter Mauerwerkswände ergänzt. Im Anschluss wird die Verifizierung hier entwickelter Algorithmen vorgenommen.

8.2 Einwirkungen - Modul **E**

8.2.1 Sicherheitskonzept

Bei der Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände muss gewährleistet sein, dass die Einwirkungen auf die Mauerwerkswände die rechnerischen Tragwiderstände nicht überschreiten. Im Mauerwerksbau gilt das semiprobabilistische Sicherheitskonzept, in dem unterschiedliche Sicherheitsbeiwerte Einwirkungen und Widerständen zugewiesen werden. Hierzu wird auch auf DIN 1053-100:2007 [N 3] hingewiesen.

8.2.2 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen sind für die maßgebenden Lastfälle unter Berücksichtigung der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte sowie der ungünstigsten Anordnung der Nutzlasten zu berechnen. Näheres regelt DIN EN 1991-1:2010 in Verbindung mit den Nationalen Anhängen, s. [N 11], [N 12].

8.2.2.1 Schnittgrößen aus äußeren Lasten ohne Vorspannung

Für die Bemessung der Mauerwerkswände sind die aus den Auflagerkräften der Decken resultierenden Wandnormalkräfte und Biegemomente sowie Biegemomente aus horizontalen Lasten senkrecht zur Wandebene maßgebend. Ausführliche Hinweise zur Schnittgrößenermittlung

aus o. g. äußeren Lasten geben *Gunkler/Dashkhuu* sowie *Jäger et al.* an, s. [Gu. 13], [Jä. 7]. Hierzu wird auch auf DIN EN 1996-1-1/NA:2012, Anhang C, hingewiesen, s. [N 16].

Eine weitere tragfähigkeitsbestimmende Schnittgröße aus äußeren Lasten ist das Biegemoment infolge in Wandebene wirkender horizontaler Lasten. Dieses wird für die Dimensionierung zweiaxial in der Ebene beanspruchter Mauerwerkswände benötigt. Die Verteilung dieses Biegemoments über die Wandhöhe wird von der Biegesteifigkeit einzelner Wandscheiben sowie damit verbundener Bauteile beeinflusst.

In Bild 8.1 sind zwei Extremfälle für Tragmodelle über die Biegemomentenverteilung unterschiedlich gekoppelter Mauerwerkswände dargestellt.

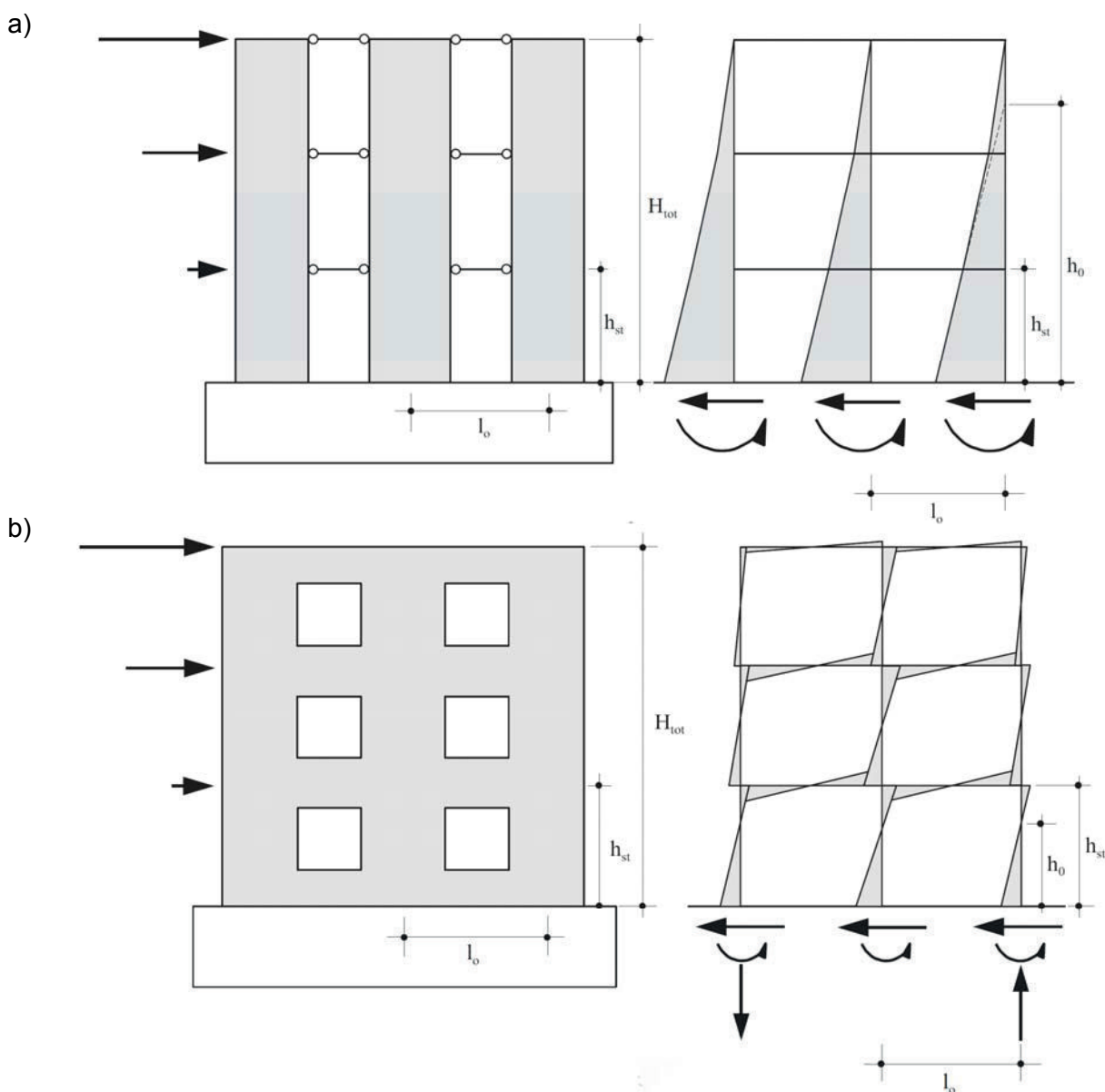


Bild 8.1: Tragwerksmodell: a) Krag­scheibenmodell, b) Rahmenmodell [Ba. 1], [Lo. 2]

Besteht ein Mauerwerksgebäude aus relativ hohen, kurzen Wänden mit breiten Öffnungen und Deckenplatten mit relativ geringer Biegesteifigkeit, werden die Mauerwerkswände vereinfachend

als gebäudehohe Kragscheiben angenommen, s. Bild 8.1 a). Dieser Extremfall wird vielfach in der Berechnungspraxis angewendet. Sind Mauerwerkswände und Deckenplatten mit relativ großer Biegesteifigkeit bzw. biegesteifen Fensterbrüstungen vorhanden, wird das Tragverhalten der Wände mit in Wandebene wirkenden Horizontalkräften durch ein Rahmenmodell abgebildet, s. Bild 8.1 b). Der Ort des Momentennullpunkts der vertikalen Wandabschnitte bzw. dessen Abstand vom Wandfußpunkt h_0 bestimmt die Höhe des rechnerisch nachzuweisenden Wandabschnitts. Je kleiner h_0 ist, umso größer ist der Querkraftwiderstand des Wandabschnitts.

Demzufolge kommt der zutreffenden Erfassung von h_0 bzw. der Biegemomentenverteilung über die Höhe der Mauerwerkswände eine besondere Bedeutung bei der Tragfähigkeitsermittlung in der Ebene beanspruchter Mauerwerkswände zu. Reale Verhältnisse liegen zwischen den in Bild 8.1 angegebenen Sonderfällen. Weitere ausführliche Hinweise hierzu geben *Bachmann/Lang* sowie *Löring* an, s. [Ba. 1], [Lo. 2]. DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang K, gibt ebenfalls entsprechende Hinweise zur Bestimmung der Biegemomentenverteilung bei Berücksichtigung der Steifigkeit der Geschosdecken, s. [N 16].

8.2.2.2 Schnittgrößen aus Vorspannung

Bei der Schnittgrößenermittlung vorgespannter Mauerwerkswände sind neben den Normalkräften aus Wandeigengewicht und Auflasten auch die aus Vorspannung zu berücksichtigen.

Wenn vertikale Spannglieder zentrisch in durchgehenden Wänden angeordnet angenommen werden, treten keine Momente aus Vorspannung nach Theorie I. Ordnung auf. Bei exzentrischer Spanngliedführung können die Schnittgrößen infolge Vorspannung mit Hilfe aus dem Spannbetonbau bekannter Verfahren bestimmt werden, s. [Ro. 1].

Im Knickfall ergeben sich bei vorgespannten Mauerwerkswänden einige Besonderheiten. Die am Wandkopf wirkenden Normalkräfte aus Eigengewicht und Auflasten können Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung in mittleren Wandabschnitt hervorrufen.

Im Gegensatz zu Normalkräften aus Eigengewicht sowie aus Auflasten lösen die Normalkräfte aus Vorspannung keine Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung aus, wenn der Zwischenraum zwischen Spannglied und Innenwand der als Spannkanaal nutzbaren Steinlochung nach dem Anspannen der Spannglieder mit Füllmörtel verfüllt werden. Wenn dieser Zwischenraum nicht verfüllt wird, weicht im Knickfall die Wirkungslinie der Vorspannkraft um das Maß e_p von der Schwerlinie der sich verformenden Mauerwerkswand ab, s. Bild 8.2.

Wenn die Wanddurchbiegung w größer als e_p wird, stützen sich die Spannglieder während der Wandverformung gegen die Innenwandung des Spannkanaals ab. Größere Ausmitten als diejenigen, die sich aus dem Abstand zwischen der Innenseite der durchgehenden Lochung und der Mantelfläche des Spanngliedes ergeben, können nicht entstehen, s. [Bu. 4], [Gu. 5].

Das hieraus resultierende Biegemoment kann wie folgt berechnet werden:

$$M_p = N_p \cdot e_p \quad (8.1)$$

Der Größtwert der Lastausmitte e_p errechnet sich aus

$$e_p = 0,5 \cdot (\min d_L - d_p) \quad (8.2)$$

mit

$\min d_L$ kleinste Durchmesser der Mauersteinlochung,

d_p Außendurchmesser des Spanngliedes.

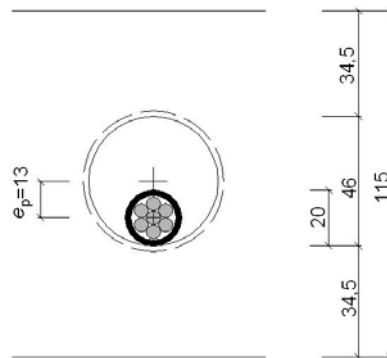


Bild 8.2: Unplanmäßige Exzentrizität e_p am Beispiel einer Monolitze $\varnothing 0,6''$, $d_p = 20$ mm in einer Mauerwerkswand, $t = 115$ mm [Bu. 4], [Gu. 5]

In Bild 8.2 sind diese Zusammenhänge am Beispiel einer Monolitze $\varnothing 0,6''$, $d_p = 20$ mm in der 115 mm dicken Mauerwerkswand dargestellt. Der kleinste Durchmesser der Steinlochung beträgt $\min d_L = 46$ mm.

Wenn die Anordnung der Spannglieder die Entstehung nicht beschränkter e_p - Werte zulässt, ist die Theorie II. Ordnung unbedingt auf die Wirkung der Vorspannkraft anzuwenden, s. [Bu. 4], [Gu. 5].

8.3 Tragfähigkeit - Modul R

Im Rahmen des Moduls Tragfähigkeit R sind die tragfähigkeitsbestimmenden Parameter vorgespannter Mauerwerkswände für den „Gebrauchslastenzustand“ **SLS** sowie für den „Traglastenzustand“ **ULS** zu bestimmen. Die Teilmodule **W** (Werkstoffe) und **V** (Vorspannkraft) liefern Ausgangsdaten für Berechnungen in den Modulen **SLS** und **ULS**.

8.3.1 Werkstoffdaten und Werkstoffgesetze - Teilmodul W

Angaben zu den verwendeten Werkstoffen und über anzuwendende Werkstoffgesetze liefern die werkstofflichen Ausgangsdaten des Ingenieurmodells. Ausführliche Hinweise hierzu sind Abschnitt 4 zu entnehmen.

8.3.2 Vorspannkraft - Teilmodul V

8.3.2.1 Grundwert von Vorspannkraft

Die in Mauerwerkswänden einzuleitende Höchstspannkraft P_{\max} darf während des Spannvorganges am Spannanker in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.2.1 (1) [N 13] den kleineren der folgenden Werte nicht überschreiten:

$$P_{\max} = A_p \cdot \begin{cases} k_1 \cdot f_{pk} \\ k_2 \cdot f_{p0,1k} \end{cases} \quad (8.3)$$

mit

A_p Spannstahlquerschnitt,

f_{pk} charakteristische Zugfestigkeit des Spannstahls,

$f_{p0,1k}$ charakteristische Zugfestigkeit der 0,1% -Dehngrenze des Spannstahls,

k_1, k_2 Beiwerte: Nach DIN EN 1992-1-1/NA:2011 empfohlenen Werte sind $k_1 = 0,8$ und $k_2 = 0,9$, s. [N 14].

Zum Zeitpunkt $t = t_0$ unmittelbar nach dem Absetzen der Pressenkraft auf den Spannanker darf der Mittelwert der Vorspannkraft P_{m0} in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.3 (2) [N 13] den kleineren der folgenden Werte an keiner Stelle überschreiten:

$$P_{m0,\max} = A_p \cdot \begin{cases} k_7 \cdot f_{pk} \\ k_8 \cdot f_{p0,1k} \end{cases} \quad (8.4)$$

mit

k_7, k_8 Beiwerte: Nach DIN EN1992-1-1/NA:2011 empfohlenen Werte sind $k_7 = 0,75$ und $k_8 = 0,85$, s. [N 14].

Bei der Berechnung der sofortigen Spannkraftverluste sind in Abhängigkeit von der Art der Vorspannung folgende Einflüsse zu berücksichtigen:

- der Spannkraftverlust infolge Reibung in den Spanngliedern,
- der Verankerungsschlupf,
- die elastische Mauerwerksverformung,
- sowie die Kurzzeitrelaxation des Spannstahls.

Zum Zeitpunkt $t \geq t_0$ (Mauerwerk: $t_0 \geq 14$ d), kurz nach Aufbringen der Vorspannung und Einleitung der ständigen Einwirkungen, kann der Mittelwert der Vorspannkraft P_{mt} in Abhängigkeit von der Art der Vorspannung in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.3 (4) bestimmt werden, s. [N 13]. Dabei sind zusätzlich zu den o.g. Einflüssen die zeitabhängigen Spannkraftverluste infolge Kriechen und Schwinden des Mauerwerks sowie der Langzeitrelaxation des Spannstahls zu berücksichtigen.

Mögliche Streuungen der Vorspannkraft können im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bei der Bestimmung der charakteristischen oberen bzw. unteren Vorspannkraft P_k in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.9 (1) [N 13] durch Multiplikation des Mittelwertes der Vorspannkraft P_{mt} mit dem Beiwert r_{sup} bzw. r_{inf} erfasst werden:

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{mt} \text{ bzw. } P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{mt} \quad (8.5)$$

Für Vorspannung ohne Verbund dürfen die Beiwerte in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1/NA:2011 mit $r_{sup} = 1,05$ bzw. $r_{inf} = 0,95$ angenommen werden. Ein zulässiges Überspannen wird hier ausgeschlossen, s. [N 14].

Bei der Bemessung von Verankerungsbereichen im Mauerwerk im Grenzzustand der Tragfähigkeit soll in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.8 (1) [N 13] von der Bruchkraft des Spanngliedes

$$P_{d,t} = \gamma_p \cdot P_{mt} \quad (8.6)$$

ausgegangen werden.

Daher ergibt sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_p = 1,0$, s. [N 13].

8.3.2.2 Spannkraftverluste

Für die Berechnung der Spannkraftverluste sollen die folgenden Festlegungen in Abhängigkeit von der Art der Vorspannung gelten. Ferner sind die Regelungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für die jeweiligen Spannverfahren einzuhalten.

a) Reibung

Der Reibungsverlust bei Spanngliedern im nachträglichen Verbund darf grundsätzlich in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.5.2 (1) [N 13] wie folgt berechnet werden:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + k \cdot x)}) \quad (8.7)$$

mit

- μ Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr,
- θ Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge x ,
- k ungewollte Umlenkwinkel pro Längeneinheit, abhängig von der Art des Spanngliedes,
- x Länge entlang des Spanngliedes von der Stelle, an der die Vorspannkraft gleich der Kraft am Spannanker P_{max} ist.

Die Werte μ und k sind den entsprechenden Europäischen Technischen Zulassungen über Spannverfahren zu entnehmen. Fehlen Angaben aus Europäischen Technischen Zulassungen, dürfen in Gleichung (8.7) die in Tabelle 5.1, DIN EN 1992-1-1:2011 enthaltenen Werte für μ angenommen werden, s. [N 13].

Für den ungewollten Umlenkwinkel der internen Spannglieder k dürfen in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.5.2 (3) generell zwischen $0,005 < k < 0,01$ pro Meter angesetzt werden, wenn hierfür Angaben in Europäischen Technischen Zulassungen fehlen, s. [N 13].

Bei vertikaler, geradliniger Spanngliedführung ohne Verbund kann der Spannkraftverlust infolge Reibung vernachlässigt werden.

b) Ankerschlupf

Der Ankerschlupf des Spanngliedes entsteht durch das Einziehen des Spannstahls nach Absetzen der Pressenkraft auf den Spannanker. Diese verursacht eine Abnahme der Spannglieddehnung um

$$\Delta \varepsilon_p = \Delta l_s / l_p \quad (8.8)$$

und eine Spannkraftabnahme um

$$\Delta P_{sl} = \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p \quad (8.9)$$

mit

Δl_s Längenmaß des Ankerschlupfes, s. Werte in den Europäischen Technischen Zulassungen,

l_p Spanngliedlänge,

E_p Elastizitätsmodul des Spannstahls,

A_p Querschnittsfläche des Spannstahls.

Bei geradliniger Spanngliedführung ohne Verbund kann der Spannkraftverlust vereinfachend auf der gesamten Spanngliedlänge l_p angenommen werden.

Bei Keilverankerungen am Spannanker treten höhere schlupfbedingte Spannkraftverluste ($\Delta l_s = 6,0 \dots 8,0$ mm) als bei einer Schraubverankerung ($\Delta l_s \approx 1,0$ mm) auf. Im Festanker auftretende Schlupfeffekte brauchen rechnerisch nicht erfasst werden, da sie sich unmittelbar während des Anspannens einmalig einstellen und lediglich den Ausziehweg des Spanngliedes vergrößern.

c) Elastische Verformung des Mauerwerks

Bei einer mit mehreren Spanngliedern vorgespannten Mauerwerkswand werden die Spannglieder nacheinander angespannt. Die bei jedem Anspannen auftretende Verformung der Mauerwerkswand ändert sich die Spannkraft der bereits zuvor verankerten Spannglieder. Dieser Spannkraftverlust ist rechnerisch zu berücksichtigen. *Rombach* erläuterte den Einfluss derartiger Spannfolgen an dem in Bild 8.3 dargestellten Betonbauteil, das mit 3 Spanngliedern ohne Verbund vorgespannt ist, s. [Ro. 1].

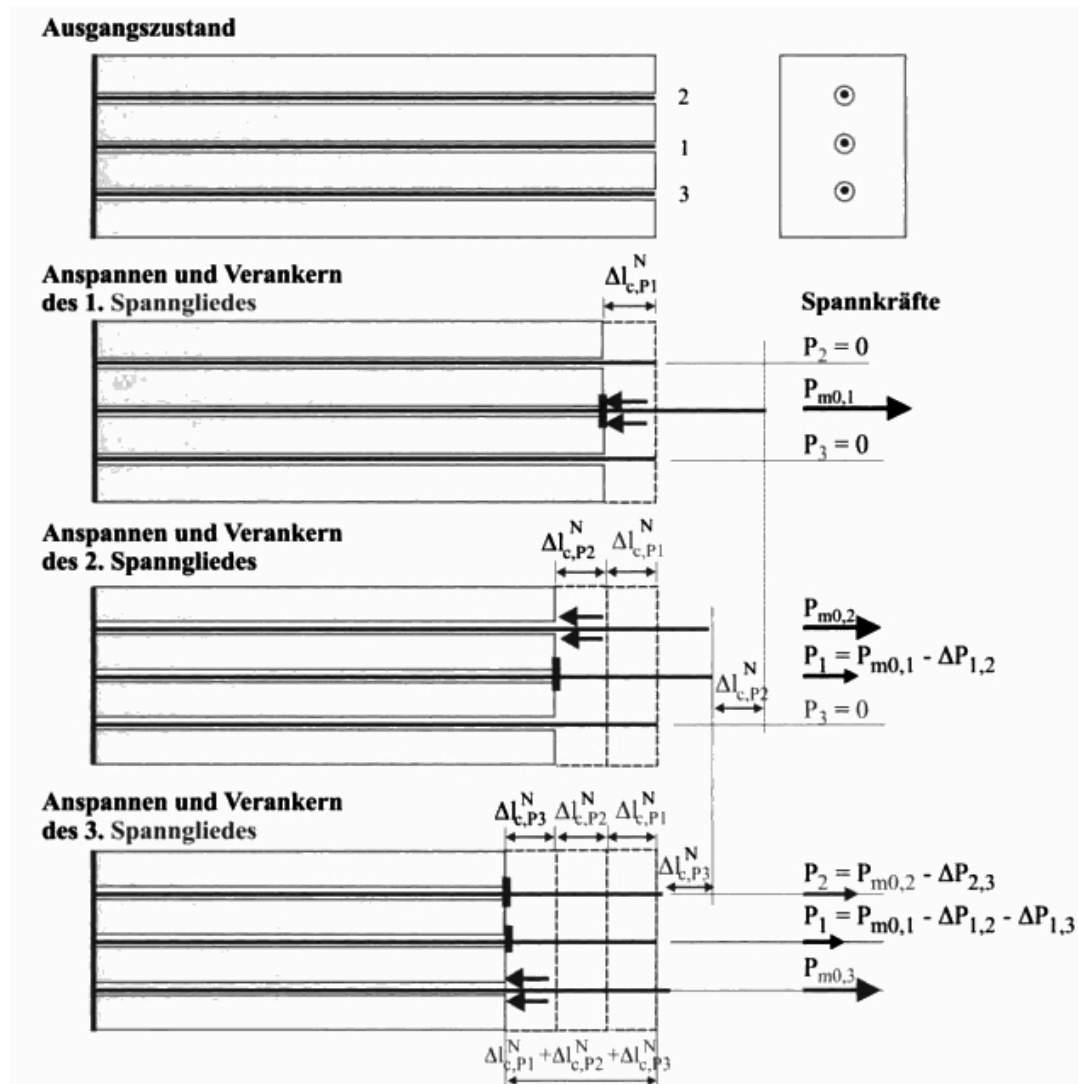


Bild 8.3: Verformungen des Betonbauteils und Spannkraften [Ro. 1]

Die Längenänderung des Betonbauteils beim Anspannen des betrachteten Spanngliedes $\Delta l_{c,j}$ ist gleich der Längenänderung aller bereits verankerten Spannglieder, s. [Ro. 1]:

$$\Delta l_{c,j} = \Delta l_{pi} \Leftrightarrow \frac{P_{m0,j} \cdot l_c}{E_c \cdot A_c} = \frac{\Delta P_{i,j} \cdot l_{pi}}{E_{pi} \cdot A_{pi}} \quad (i < j) \quad (8.10)$$

mit

- $P_{m0,j}$ Spannkraft des bereits zuvor verankerten Spanngliedes j ,
- l_c Länge des Betonbauteils,
- E_c, A_c Elastizitätsmodul bzw. Querschnittsfläche des Betonbauteils,
- $\Delta P_{i,j}$ Spannkraftänderung des betrachteten Spanngliedes,
- l_{pi} Länge des betrachteten Spanngliedes i ,
- E_{pi}, A_{pi} Elastizitätsmodul bzw. Querschnittsfläche des Spanngliedes.

Abgeleitet aus dem Berechnungsansatz von *Rombach* gemäß Gl. (8.10) kann die Spannkraftänderung des betrachteten, ohne Verbund vorgespannten Spanngliedes in Abhängigkeit von Verformung der Mauerwerkswand wie folgt berechnet werden:

$$\Delta P_{i,j} = P_{m0,j} \cdot \frac{h_m \cdot E_{pi} \cdot A_{pi}}{l_{pi} \cdot E_M \cdot A_M} \quad (i < j) \quad (8.11)$$

mit

h_m Höhe der Mauerwerkswand,

E_M, A_M Elastizitätsmodul bzw. Querschnittsfläche des Mauerwerks.

Bei Anwendung von Gl. (8.11) wird davon ausgegangen, dass alle Spannglieder nach dem Anspannen die gleiche Vorspannkraft aufweisen und Momentenanteile nicht berücksichtigt werden. Eine detaillierte Erläuterung zu diesen Algorithmen sowie zu den Berechnungsbeispielen sind in [Ro. 1] zu entnehmen.

d) Kriechen, Schwinden des Mauerwerks und Relaxation des Spannstahls

Die zeitabhängigen Spannungsverluste in einem Spannglied mit Verbund infolge Kriechen und Schwinden bzw. Feuchtedehnung des Mauerwerks sowie Relaxation des Spannstahls dürfen in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.6 (2) [N 13] vereinfacht wie folgt berechnet werden:

$$\Delta P_{c+f+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+f+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{f\infty} \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{Mg} + \sigma_{MPm0})}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_M} \cdot \left(1 + \frac{A_M \cdot z_{Mp}^2}{I_M} \right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi_{\infty}]} \quad (8.12a)$$

Dabei ist:

$\varepsilon_{f\infty}$ Endwert der Feuchtedehnung (Schwinden des KS- Mauerwerks),

E_p, A_p Elastizitätsmodul bzw. Querschnittsfläche des Spanngliedes,

$\Delta \sigma_{pr}$ Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation ($\Delta \sigma_{pr} < 0$). Diese darf mit den Angaben der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Spannstahls für das Verhältnis der Ausgangsspannung zur charakteristischen Zugfestigkeit (σ_{p0}/f_{pk}) bestimmt werden, mit einer Ausgangsspannung von $\sigma_{p0} = \sigma_{pg0} - 0,3 \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}$, wobei σ_{pg0} die anfängliche Spannstahlspannung aus der Vorspannung und den ständigen Einwirkungen ist. Zur Vereinfachung darf auf der sicheren Seite liegend $\sigma_{pm0} = \sigma_{pg0}$ gesetzt werden; für übliche Hochbauten darf σ_{pm0} zu $0,95 \cdot \sigma_{pg0}$ angenommen werden. Ansonsten ist $\Delta \sigma_{pr}$ iterativ zu ermitteln.

α_p Verhältnis der Elastizitätsmodule, $\alpha_p = E_p/E_M$,

E_M, I_M Elastizitätsmodul bzw. Flächenwert 2.Grades des Mauerwerks,

A_M Vorgespannter Querschnitt des Mauerwerks, vereinfachend darf bei gleichmäßiger Verteilung der Spannglieder mit dem vollen Wandquerschnitt gerechnet werden,

φ_{∞} Endkriechzahl des Mauerwerks,

σ_{Mg} Spannung im Mauerwerk in Höhe der Spannglieder unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination (ohne Vorspannung),

σ_{MPm0} Anfangswert der Spannung im Mauerwerk in Höhe der Spannglieder infolge Vorspannung, $\sigma_{MPm0} = P_{m0}/A_M$,

z_{Mp} Abstand zwischen Schwerpunkt des Wandquerschnittes und des Spanngliedes.

Mit Gleichung (8.12a) können die zeitabhängigen Spannungsverluste in einem Spannglied ohne Verbund jedoch in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 5.10.6 (3) [N 13] berechnet werden, wenn die Mittelwerte der Mauerwerksspannung infolge Kriechen und Schwinden über die Spanngliedlänge verwendet werden. Weitere ausführliche Hinweise hierzu geben *Avak/Glaser*, *Rombach* sowie *Rossner/Graubner* an, s. [Av. 1], [Ro. 1], [Ro. 3].

Abgeleitet aus der Gleichung (8.12a) und unter Berücksichtigung der o.g. Hinweise können die zeitabhängigen Spannungsverluste in einem Spannglied ohne Verbund wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta P_{c+f+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+f+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{f\infty} \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{Mg} + \sigma_{MPm0})}{1 - \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{MPm0}}{\sigma_{pm0}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{\infty})} \quad (8.12b)$$

Die Verformungskennwerte $\varepsilon_{f\infty}$ und φ_{∞} können aus Tabelle 4.10 entnommen werden. Für den Zeitpunkt $t \rightarrow \infty$ reicht die Berechnung mit oberen Rechenwerten für den zeitabhängigen Spannkraftverlust aus.

8.3.3 Gebrauchslastenzustand - Modul „SLS“

8.3.3.1 Dekompression des Mauerwerks - Teilmodul D

Bei voller Dekompression des Mauerwerks bleibt der Querschnitt der Mauerwerkswand am Rand der infolge Vorspannung vorgedrückten Zugzone unter der jeweiligen maßgebenden Einwirkungskombination im Bau- und Endzustand überdrückt.

Gunkler et al. [Gu. 12] empfehlen, die erforderliche Spannkraft zur Dekompressionseinhaltung an der maßgebenden Stelle nach Gl. (8.13) im Zustand I zu berechnen:

$$P_{mt} = \frac{1}{\frac{1}{A_M} - \frac{e_p}{W_M}} \cdot \left(\frac{N_{E,G+Q}}{A_M} + \frac{M_{E,G+Q}}{W_M} \right) \quad (8.13)$$

mit

W_M Widerstandsmoment bezogen auf den gezogenen Rand vom Mauerwerkquerschnitt,

A_M Querschnittsfläche vorgespannter Mauerwerkswand,

e_p unplanmäßige Lastausmitte,

$N_{E,G+Q}$ Normalkraft aus Eigengewicht und Auflasten, die im Regelfall negativ wirkend einzusetzen ist,

$M_{E,G+Q}$ Biegemoment infolge der Normalkraft aus Eigengewicht und Auflasten.

Weitere ausführliche Hinweise hierzu geben *Rombach* sowie *Gunkler et al.* an, s. [Ro. 1], [Gu. 12]. Der Dekompressionsnachweis kann für die Bestimmung der Vorspannkraft maßgebend werden.

8.3.3.2 Rissesicherheit im Einleitungsbereich der Spannkraft - Teilmodul C

Die Einleitung einer Spannkraft ruft neben der Teilflächenbeanspruchung auch Spalt- und Randzugkräfte im Mauerwerk hervor. Daher wird hier Rissesicherheit gegen auftretende Zugbeanspruchungen im Einleitungsbereich rechnerisch gefordert.

Der Widerstand gegen diese Zugkräfte kann durch Anordnung lastverteilender Bauteile aus Stahlbeton im Einleitungsbereich erhöht werden. Die Tragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände unter Spannkrafteinleitung sowie die auftretenden Zugbeanspruchungen im Einleitungsbereich können rechnerisch auf den in Abschnitt 6.2 vorgestellten Lösungsansätzen basierend ermittelt werden.

8.3.3.3 Begrenzungen von Spannungen - Teilmodul SB

Durch Einhaltung von Spannungsgrenzen für die Werkstoffe werden Schädigungen des Mauerwerks vermieden und nutzungsgerechtes und dauerhaftes Verhalten einer vorgespannten Mauerwerkswand sichergestellt. *Gunkler et al.* empfehlen, die Regelungen über Spannungsbegrenzungen von vorgespannten Betonbauteilen nach DIN EN 1992-1-1:2011, 7. 2 (1) [N 13] für vorgespannte Mauerwerkskonstruktionen zu übernehmen, s. [Gu. 12]. Dabei sind die Mauerwerksdruckspannung in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 7. 2 (3) und die Zugspannung im Spannstahl in jedem Spanngliedquerschnitt in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 7. 2 (5) zu begrenzen, s. [N 13].

8.3.3.4 Randdehnungen des Mauerwerks - Teilmodul RD

Bei in Wandebene wirkenden horizontalen Lasten treten in Wandscheiben positive Randdehnungen auf, wenn die Lastexzentrizitäten besonders groß werden. Sie kann bei Überschreitung der Haftzugfestigkeit des Mauerwerks zu Rissbildung führen und Steifigkeitsverluste sowie Tragfähigkeitsverminderungen verursachen. Diese Randdehnung auf der Zugseite infolge Scheibenbeanspruchung darf nach DIN EN 1996-1-1/NA, zu 7 (NA.10) den Grenzwert der Zugranddehnung von $\varepsilon_R = 1 \cdot 10^{-4}$ nicht überschreiten, s. [N16].

Wenn Dekompression des vorgespannten Mauerwerksquerschnittes am Wandfuß nachweisbar ist, kann auf dem Randdehnungsnachweis des Mauerwerks verzichtet werden.

8.3.4 Traglastenzustand - Modul „ULS“

8.3.4.1 Einleitung der Vorspannkraft – Teilmodul SE

Wenn die Vorspannkraft eines Spanngliedes über ein Bauteil aus Stahlbeton (z.B. Decke) in eine Mauerwerkswand eingeleitet wird, erfolgt zunächst die Übertragung der Vorspannkraft vom Spannanker in die Decke bzw. Bodenplatte aus Beton. Von dort wird sie in das Mauerwerk weitergeleitet und ruft dort eine Teilflächenbeanspruchung hervor.

Basierend auf den in Abschnitt 6.2 hergeleiteten Zusammenhängen zur Ermittlung der Tragfähigkeit im Lasteinleitungsbereich des Mauerwerks (Gl. (6.1)) kann die zulässige Teilflächenbelastung bzw. die in das Mauerwerk maximal einleitbare Vorspannkraft P wie folgt errechnet werden:

$$\text{zul. } P_{m0} = \alpha_T \cdot f \cdot A_1 \quad (8.14)$$

Dabei ist

$$A_1 = l_1 \cdot t \quad (8.15)$$

mit

α_T Faktor für die Tragfähigkeitserhöhung bei Teilflächenbeanspruchung, s. Gl. (6.2),

f mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit,

l_1 Teilflächenlänge,

t Teilflächenbreite bzw. Dicke der Mauerwerkswand.

Die in Abschnitt 5.2 durchgeführten experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten der Mauerwerkswände unter Einzellasten haben ergeben, dass die Wandtraglasten sich stets nach ausgeprägter Rissbildung unabhängig von der Stoßfugenvermörtelung einstellten. Die Rissbildung der Wände ließ pfeilerartige Wandabschnitte entstehen, deren Länge kleiner war, als diejenige die sich aufgrund einer Lastausbreitung unter einem Winkel von 30° zur vertikalen Achse ergeben würde. Diese mitwirkende Wandlänge ist von dem Rissbild abhängig, das sich in Abhängigkeit des Fugenverlaufs einstellt. Meist betrug sie je nach Mauerwerkverband eine bzw. eine halbe Steinlänge. Die Annahme einer Verteilung der Vertikalspannungen aus Teilflächenlasten unter 60° gegen die Horizontale konnte im Experiment an Wänden aus Porenbeton-Mauerwerk und Dünnbettmörtel nicht bestätigt werden. Demzufolge wird die Verteilungslänge b_p , s. Bild 8.4, in der Fuge zwischen Geschossdecke und Mauerwerk vorläufig konservativ als Teilflächenlänge unterhalb des lastverteilenden Stahlbetonbauteils angenommen.

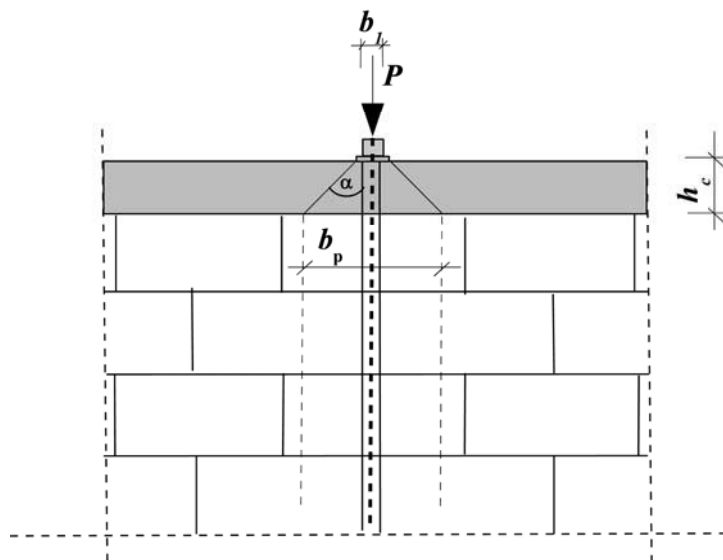


Bild 8.4: Teilflächenbelastung und Lastausbreitung im Mauerwerk infolge Spannkrafteinleitung

Die Länge der Teilflächen b_p kann mit Berücksichtigung der Lastverteilung innerhalb des Stahlbetonbauteils in Anlehnung an DIN EN 1992-1-1:2011, 8.10.3 (5) [N 13] für Mauerwerkswände mit Dünnbettmörtel wie folgt ermittelt werden:

$$b_p = (b_1 + h_c \cdot 2 \cdot \tan \alpha) \quad (8.16)$$

mit

b_1 Teilflächenlänge oberhalb des lastverteilenden Stahlbetonbauteils,

h_c Höhe der des lastverteilenden Stahlbetonbauteils,

α Lastausbreitungswinkel innerhalb des Stahlbetonbauteils; $\alpha = 33,7^\circ$,

s. DIN EN 1992-1-1:2011, 8.10.3 (5) [N 13].

Der Berechnungsansatz von Gl. (8.14) wird im Folgenden hinsichtlich eines ausreichenden Sicherheitsabstandes zwischen rechnerischer und gemessener Erstrisslast anhand der in den Abschnitten 5.2 und 4.4.1.3 vorgestellten experimentellen Untersuchungen überprüft.

Hierfür wird zuerst die Gleichung (8.14) nach dem Faktor für die Tragfähigkeitserhöhung bei Teilflächenbeanspruchung α_T transformiert:

$$\alpha_T = \frac{\text{zul. } P_{m0}}{f \cdot A_1} \quad (8.17)$$

Ferner muss die Tragfähigkeit der Mauerwerkswände unter den parallel zu den Lagerfugen einwirkenden Zugbeanspruchungen rechnerisch nachgewiesen werden, weil dort infolge einer Spannkrafteinleitung im Mauerwerk Spalt- und Randzugkräfte auftreten und zur Rissbildung führen können, s. Bild 6.4.

Dieser Nachweis wird vereinfachend über die Risslast geführt, da die Höhe der einzuleitenden Vorspannkräfte durch die bis zum Erstriss vom Mauerwerk aufnehmbaren Zugkräfte begrenzt werden.

Hierzu werden zuerst die Spaltzugkraft Z sowie Randzugkraft Z_R nach Abschnitt 4.4.1.2 rechnerisch ermittelt:

$$Z = f_{x2} \cdot A_z \quad (8.18)$$

$$Z_R = f_{x2} \cdot A'_z \quad (8.19)$$

Dabei ist

f_{x2} charakteristische Mauerwerkszugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen, die durch die Grenzbedingungen nach Mann gemäß Gleichungen (4.6) und (4.7) beschrieben ist.

A_z Wirkungsfläche von zwei Mauerwerksschichten: $A_z = t \cdot 2 \cdot h_{st}$

A'_z Wirkungsfläche der obersten Mauerwerksschicht: $A'_z = t \cdot h_{st}$

mit

t Wanddicke,

h_{st} Steinhöhe.

Anschließend kann die einzuleitende Vorspannkraft aus den Gleichungen (6.3) und (6.4) wie folgt ermittelt werden:

$$\text{zul. } P_{m0} = \min \left\{ \begin{array}{l} (Z \cdot 4) / (1 - \frac{b_p}{2 \cdot u}) \\ Z_R / (\frac{e}{l} - \frac{1}{6}) \end{array} \right. \quad (8.20)$$

mit

b_p Teilflächenlänge unterhalb des lastverteilenden Stahlbetonbauteils, s. Bild 8.4,

u Randabstand der exzentrisch einwirkenden Teilflächenlast, s. Bild 6.4,

e/l Verhältnis von Exzentrizität der Teilflächenlast zur gesamten Wandlänge, s. Bild 6.4.

Zur Verifizierung von Gleichung (8.20) wurden die sich hieraus ergebenden Vorspannkraften $\text{zul. } P$ den in Abschnitt 5.2 sowie 4.4.1.3 angegebenen Erstrisslasten F_{cr} gegenübergestellt. Dabei wurde ein Sicherheitsabstand γ bestimmt, der sich aus dem Quotienten der im Experiment erhaltenen Erstrisslast und der rechnerisch ermittelten rissfrei einleitbaren Vorspannkraft ergibt, s. Tabelle 8.1.

Tabelle 8.1: Vergleich der experimentell erreichten Erstrisslasten und der berechneten Vorspannkraften

Last	WK 13	WK 14	WK 15	Wand 3	Wand 4
F_{cr} [kN]	340,0	450,0	456,0	75,0	35,0
zul. P [kN]	256,0			19,0	
γ	1,33	1,76	1,78	3,95	1,84

Die γ - Werte von Tabelle 8.1 zeigen, dass die in Mauerwerk rechnerisch rissfrei einleitbaren Vorspannkraften gemäß Gl. (8.20) überwiegend hinreichend sicher bestimmt werden können.

Zur Absicherung der Allgemeingültigkeit dieser Aussage sind weitere experimentelle sowie rechnerische Analysen an geschosshohen Wänden auch aus anderen Mauerwerksarten (z. B. Ziegelmauerwerk) unerlässlich.

8.3.4.2 Biegedrucktragfähigkeit – Teilmodul B

Die Biegedrucktragfähigkeit vorgespannter Mauerwerkswände kann mit den Berechnungsansätzen von Abschnitt 6.3, Gl. (6.14) für den „Traglastenzustand“ berechnet werden. Hierfür notwendige Ergänzungen bzw. Modifikationen basieren auf den Berechnungsergebnissen von Abschnitt 7.3.

Die Ergebnisse der in Abschnitt 7.3 beschriebenen rechnerischen Untersuchungen an biegedruckbeanspruchten vorgespannten Mauerwerkswänden hatten bestätigt, dass Einflüsse nach Theorie II. Ordnung bei deren Tragfähigkeitsbestimmung nach Gl. (6.14) durch die abgeminderte Stauchung bei Höchstspannung $\xi \cdot \varepsilon_{m1}$ berücksichtigt werden können.

Der in der Gleichung (6.14) enthaltene Abminderungsfaktor ξ wird basierend auf Tabelle 7.2 auf $\xi = 0,6$ festgelegt. Die in Tabelle 7.1 angegebene Scheitelstauchung bei Höchstspannung

$\varepsilon_{m1} = 2,85\text{‰}$ ist mit dem Faktor ξ zu abmindern. Der bezogene Ursprungsmodul k_0 wird in die Gl. (6.15)... (6.16) vereinfachend in Höhe von $k_0 = 1,8$ eingesetzt.

Ferner wird eine rechnerische Gesamtexzentrizität $e_{ges.}$ in der Gleichung (6.14) eingeführt, die von der einwirkenden Normalkraft aus ständigen und veränderlichen Lasten sowie aus der Vorspannung in Wandmitte hervorgerufen wird.

Demnach kann mit Gl. (6.14) die bezogene Tragfähigkeit der biegedruckbeanspruchten vorgespannten Mauerwerkswand in Wandmitte nach Modifikation von Gl. (6.17) wie folgt bestimmt werden:

$$\phi_m = 1,12 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{ges.}}{t} \right) - 0,018 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{ges.}}{t} \quad (8.21)$$

Darin ist

h_{ef} Systemhöhe bzw. Knicklänge,

t Wanddicke,

$e_{ges.}$ Exzentrizität der einwirkenden Gesamtnormalkraft in halber Wandhöhe:

$$e_{ges.} = e_1 + e_{1,p} = \frac{N_{E,G+Q} \cdot e_1 + N_{E,P} \cdot e_p}{N_{E,G+Q} + N_{E,P}} \quad (8.22)$$

e_1 planmäßige Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft aus ständigen und veränderlichen Lasten,

e_p unplanmäßige Exzentrizität der Vorspannkraft, s. Gl. (8.2),

$N_{E,G+Q}$ einwirkende Normalkraft aus Eigengewicht sowie veränderlichen Lasten in Wandmitte,

$N_{E,P}$ einwirkende Normalkraft aus der Vorspannung pro m Wandlänge:

$$N_{E,P} = \frac{P_{mt} \cdot 1,0}{a} \quad (8.23)$$

a mittlerer Abstand der Spannglieder, $a = n/l$

n Anzahl der Spannglieder,

l Wandlänge,

P_{mt} Mittelwert der Vorspannkraft des Spannglieds, dabei ist die Begrenzung der Vorspannung entsprechend Gl. (8.20) zu achten.

Die Auswertungen der in Abschnitt 5.3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen hatten ergeben, dass eine Verschiebung des Spanngliedes im Hüllrohr quer zur Wand die Tragfähigkeit einer biegedruckbeanspruchten vorgespannten Mauerwerkswand in Wandmitte beeinflussen kann. Demzufolge ist die exzentrische Wirkung der Vorspannkraft zu berücksichtigen. Dies kann durch Angabe der bezogenen Tragfähigkeit ϕ_p erfolgen:

$$\phi_p = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_p}{t} \right) \quad (8.24)$$

Für die Zusammenführung der Faktoren ϕ_m und ϕ_p wird die Formulierung eines Ausnutzungsgrades Ω des Mauerwerks für den Tragsicherheitsnachweis der biegedruckbeanspruchter vorgespannten Mauerwerkswand nach Gl. (8.25) vorgeschlagen:

$$\Omega = \frac{N_{E,G+Q}}{\phi_m \cdot f \cdot b \cdot t} + \frac{N_{E,P}}{\phi_p \cdot f \cdot b \cdot t} \leq 1 \quad (8.25)$$

mit

- f mittlere Mauerwerksdruckfestigkeit,
- b betrachtende Wandlänge,
- t Wanddicke.

Der Ausnutzungsgrad Ω muss ≤ 1 sein, um von einer ausreichenden Tragfähigkeit einer biegedruckbeanspruchten vorgespannten Mauerwerkswand ausgehen zu können.

Nach Umformung der Gleichung (8.25) kann der Normalkraftwiderstand vorgespannter Mauerwerkswände $N_{R,G+Q}$ errechnet werden zu:

$$N_{R,G+Q} = \phi_m \cdot \left(f \cdot b \cdot t - \frac{N_{E,P}}{\phi_p} \right) \quad (8.26)$$

Im Folgenden wird der Berechnungsansatz nach Gl. (8.26) anhand der in Abschnitt 7.3 ermittelten Bruchlasten F_u überprüft. Die einwirkende Normalkraft aus der Vorspannung $N_{E,P}$ wird dabei den in Abschnitt 7.3 verwendeten Vorspannkräften gleichgesetzt, s. Tabelle 7.1. Die berücksichtigenden geometrischen und materialbezogenen Kenngrößen der Mauerwerkswände sind ebenfalls der Tabelle 7.1 zu entnehmen.

Bild 8.5 zeigt beispielhaft die Gegenüberstellungen der gemäß Gl. (8.26) theoretisch berechneten Traglasten ($N_{R,G+Q}$) mit den erhaltenen maximalen Biegedrucktragfähigkeiten vorgespannter Mauerwerkswände ($F_u = N_u$) der Wandserie 1, s. a. Tabelle A-3.1 im Anhang 3.

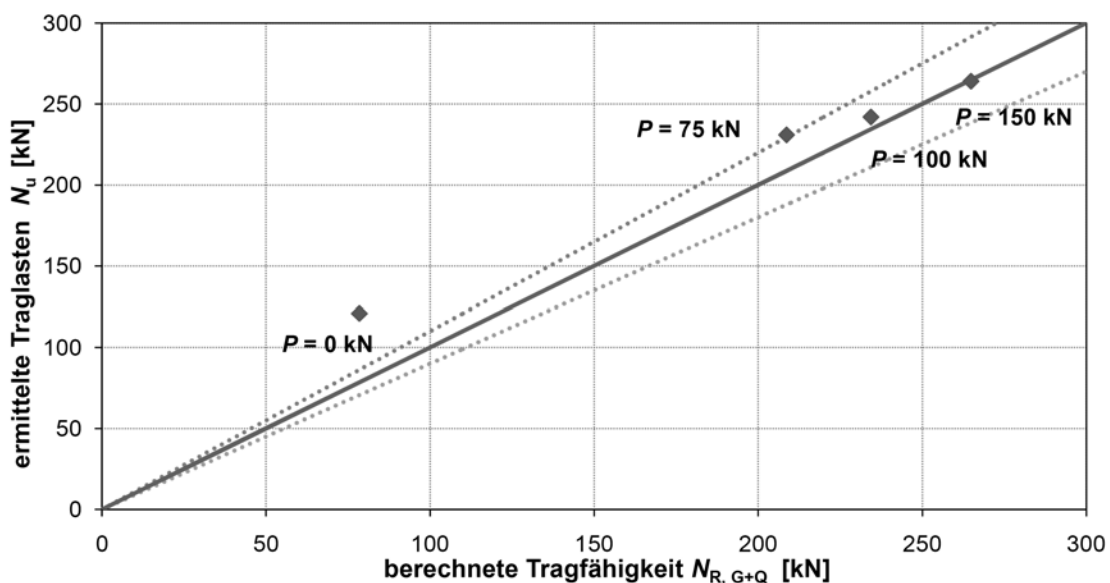


Bild 8.5: Überprüfung der berechneten Biegedrucktraglasten von Mauerwerkswänden der Wandserie 1

Die Mauerwerkswände hatten eine Schlankheit von $\lambda = 20$. Ihre planmäßige Lastausmitte e_l betrug $1/3$ der Wanddicke.

Bild 8.6 ermöglicht Vergleiche von Biegedrucktragfähigkeiten von Mauerwerkswänden der Wandserie 2 der Schlankheit $\lambda = 20$ mit der Lastausmitte $e_l/t = 1/3$ und variierten Vorspannkräften P , s. a. Tabelle A-3.2 im Anhang 3.

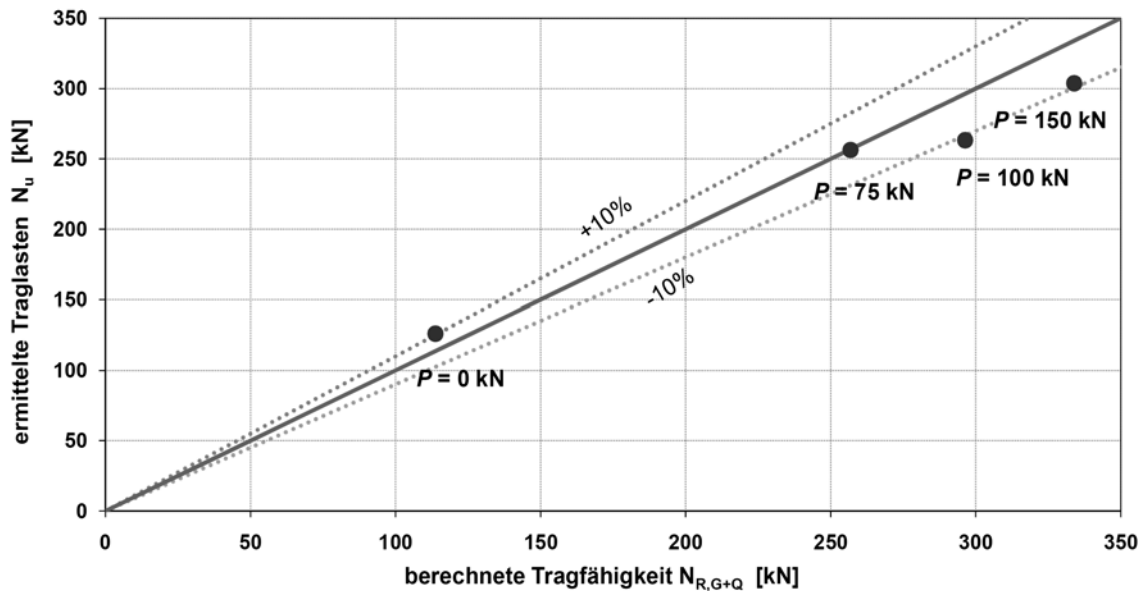


Bild 8.6: Überprüfung der berechneten Biegedrucktraglasten von Mauerwerkswänden der Wandserie 2

In Bild 8.7 werden Traglasten biegedruckbeanspruchter vorgespannter Mauerwerkswände (Schlankheit $\lambda = 20$; Lastausmitte $e_l/t = 1/3$) der Wandserie 3 verglichen.

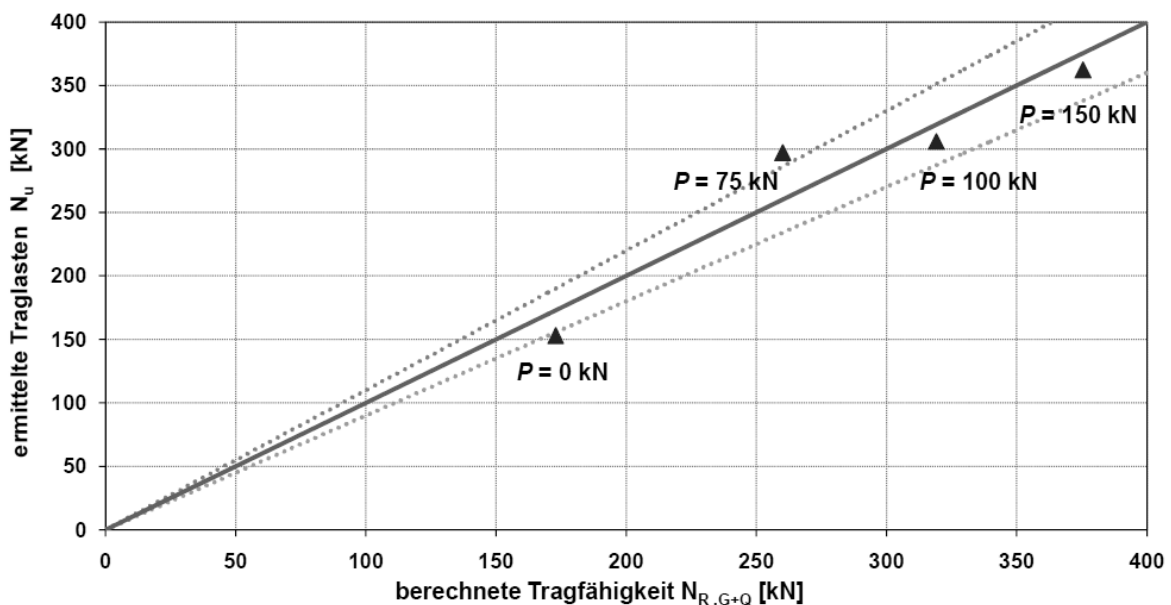


Bild 8.7: Überprüfung der rechnerisch ermittelten Biegedrucktraglasten von Mauerwerkswänden der Wandserie 3

Die Eigengewichte der Mauerwerkswände in halber Wandhöhe werden hierbei vernachlässigt.

Die Diagramme der Bilder 8.5, 8.6 sowie 8.7 zeigen, dass die mit dem Bemessungsansatz von Gleichung (8.26) berechnete Werte gut mit den Versuchswerten übereinstimmen. Die Abweichungen der Biegedrucktragfähigkeiten sind in den meisten Fällen kleiner 10%. Um die Aussagesicherheit und Allgemeingültigkeit des hier entwickelten Lösungsansatzes zu erhöhen, sind weitere experimentelle Untersuchungen wünschenswert.

8.3.4.3 Querkrafttragfähigkeit in Wandebene - Teilmodul S

Die in Abschnitt 5.4 und 7.4 hergeleiteten Angaben zur Bestimmung der Tragfähigkeit scheibenschubbeanspruchter, vorgespannter Mauerwerkswände bestätigen, dass die infolge Horizontalbelastung in Wandebene entstehenden Spannungen mit fächerförmigen Spannungsfeldern bzw. mit vereinfachend angenommener Druckstreben konstanter Breite beschrieben werden können.

Die Ergebnisse der in Abschnitt 7.4 durchgeführten Berechnungen zeigen, dass die in Wandebene entstehenden Druckspannungsverteilungen von der Interaktion von Geschossdecken und Mauerwerkswänden sowie von geometrischen Randbedingungen beeinflusst werden. Diese Einflüsse können bei der Tragfähigkeitsermittlung mit Hilfe der in Tabelle 7.3 enthaltenen Angaben über die Höhe des Momentennullpunkts über dem Wandfuß h_u sowie des Neigungswinkels der Druckstrebe α berücksichtigt werden.

Ferner sind die in Tabelle 5.5, Abschnitt 5.4, beschriebenen, im Experiment gemessenen rotationsbedingten Vorspannkraftänderungen $\Delta P_{mt,rot}$ bei der Tragfähigkeitsbestimmung querkraftbeanspruchter, vorgespannter Mauerwerkswände zu berücksichtigen. In Voruntersuchungen wurden diese Spannkraftveränderungen rechnerisch unter Anwendung der Lösungsansätze von Laursen (Gl. (2.14) bis (2.17)) nachvollzogen. Die rechnerisch und experimentell erhaltenen Spannkraftveränderungen unterscheiden sich erheblich. Daher wird hier vereinfachend und vorläufig lediglich der im Experiment festgestellte Spannkraftverlust in Höhe von $\Delta P_{mt,rot} = 3\%$ berücksichtigt. s. unten.

Die maximale Querkrafttragfähigkeit in Wandebene stellte sich experimentell sowie rechnerisch stets nach ausgeprägter Rissbildung ein. Rissbildung der Wände bei horizontaler Höchstbeanspruchung kann eine Verminderung der anrechenbaren Mauerwerksdruckfestigkeit f_{II} bewirken.

Zur Berücksichtigung dieser Druckfestigkeitsabnahme wird der in Abschnitt 6.4 hergeleitete Berechnungsansatz (Gl. (6.28)) für die Tragfähigkeitsermittlung durch $\zeta \cdot f_{II}$ mit modifiziert $\zeta = 0,95$ werden.

$$V_R = \frac{(N_{E,G+Q} + N_{E,P}) \cdot \zeta \cdot f_{II} \cdot t \cdot l \cdot \tan \alpha}{(N_{E,G+Q} + N_{E,P}) \cdot (1 + \tan^2 \alpha) + h_u \cdot \zeta \cdot f_{II} \cdot t \cdot \tan \alpha} \quad (8.27)$$

mit

$N_{E,G+Q}$ einwirkende Normalkraft aus ständigen sowie veränderlichen Lasten der über der Wand liegenden Geschosse,

$N_{E,P}$ einwirkende Normalkraft aus der Vorspannung:

$$N_{E,P} = n \cdot \left(\frac{P_{mt} \cdot 1,0}{a} - \Delta P_{mt,rot} \right) \quad (8.28)$$

P_{mt} Mittelwert der Vorspannkraft des Spannglieds, hierzu ist die Begrenzung der Vorspannung gemäß Gl. (8.20) zu achten.

$\Delta P_{mt,rot}$ Spannkraftveränderung in den Spanngliedern, darf in Höhe von $\Delta P_{mt,rot} = 0,03 \cdot P_{mt}$ angenommen werden.

n Anzahl der Spannglieder,

ζ Faktor, der die Abminderung der Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen infolge Rissbildung der Wand berücksichtigt; er in Höhe von $\zeta = 0,95$ angenommen werden.

f_{II} Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen, s. Tab. 4.8,

l Wandlänge,

t Wanddicke,

α Neigungswinkel der Druckstrebe

h_u Höhe des Momentennullpunkts über dem Wandfuß, darf wie folgt angenommen werden:

für Grenzfall einer Volleinspannung: $h_u = 0,75 \cdot h$ für $h/l = 0,5$

$h_u = 0,85 \cdot h$ für $h/l = 1,0$

für Grenzfall eines Kragstabsmodells: allgemein $h_u = h$

Zur Verifizierung von Gleichung (8.27) wurden die Versuchswände von *Budelmann/Gunkler* (W1 bis W4), *Ötes et al.*, *Magenes et al.* sowie von *Ingham et al.* herangezogen, s. [Bu. 3, 5], [Gu. 4, 6], [Öt. 1], [Ma. 4], [La. 4]. Dabei wurden die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten V_R dieser Mauerwerkswände gemäß Gleichung (8.27) mit Mittelwerten der Mauerwerksfestigkeiten berechnet und anschließend der jeweiligen im Experiment erreichten Horizontalkraft $\exp.V_{max}$ gegenübergestellt. Ferner wurden die Berechnungsansätze der Gleichungen (6.18) bis (6.25) (E DIN 1053-13:2009) ebenfalls für die Ermittlung der rechnerischen Querkraftwiderstände herangezogen, s. Tabelle A-3.3, im Anhang 3.

In den Bildern 8.8 und 8.9 sind die im Experiment gemessenen und mit o.g. Berechnungsansätzen erhaltenen Querkrafttragfähigkeiten ins Verhältnis gesetzt.

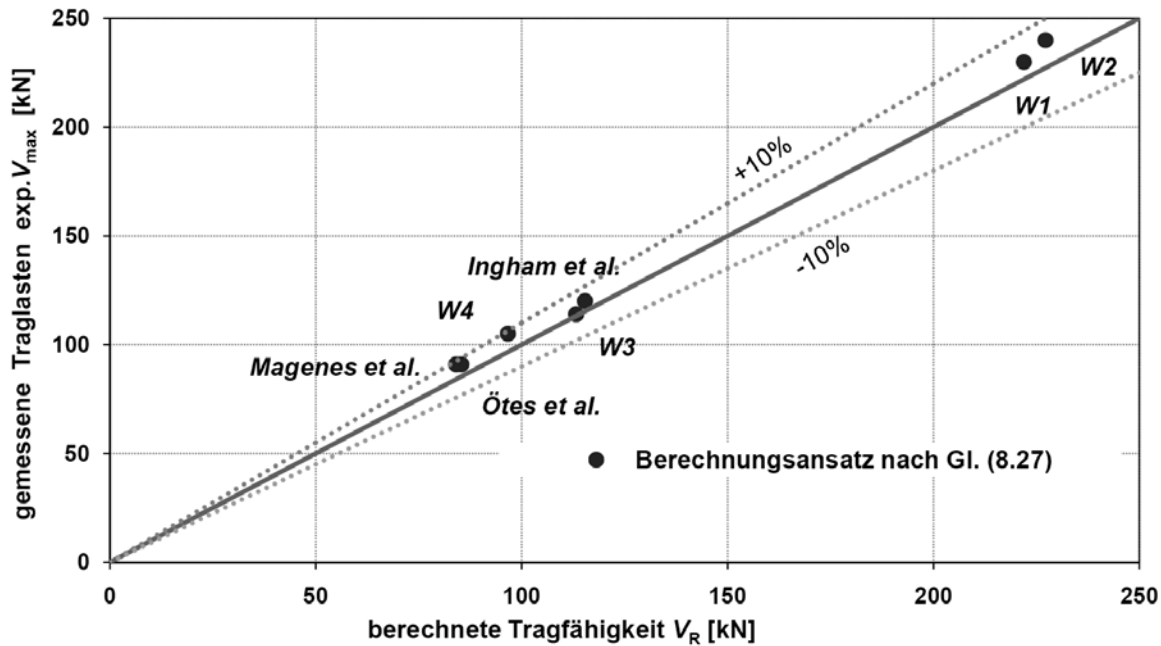


Bild 8.8: Überprüfung der mit Gleichung (8.27) ermittelten Querkrafttragfähigkeiten der Versuchswände

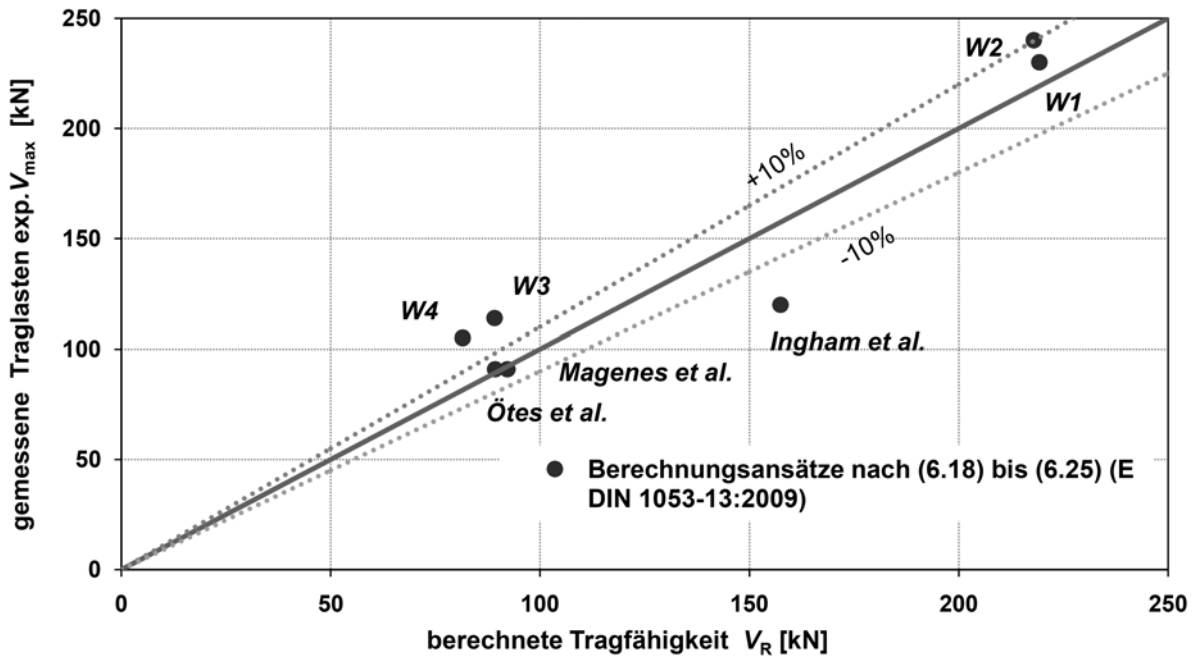


Bild 8.9: Überprüfung der mit den Gleichungen (6.18) bis (6.25) ermittelten Querkrafttragfähigkeiten der Versuchswände

Es wird deutlich, dass die Tragfähigkeit in Wandebene querkraftbeanspruchter vorgespannter Mauerwerkswände mit dem hier entwickelten Berechnungsmodell für Gleichung (8.27) zuverlässig bestimmt werden kann. Die Abweichungen berechneter und gemessener Werte liegen unter 10%.

8.3.5.1 Tragfähigkeit im Gebrauchslastenzustand

Schnittgrößen

aus äußeren Lasten ohne Vorspannung:

aus Vorspannung:

Abschnitt 8.2.2

s. Beispiele 1 – 4; 10, [Gu. 13]

bzw. Anhang 4, S. A14

Dekompression des Mauerwerks

Vorspannkraft:

Abschnitt 8.3.3.1

$$\text{erf. } P_{\text{mt}} = \frac{1}{\frac{1}{A_M} - \frac{e_p}{W_M}} \cdot \left(\frac{N_{E,G+Q}}{A_M} + \frac{M_{E,G+Q}}{W_M} \right)$$

s. Gl. (8.13)

Senkrecht zur Wandebene:

s. Beispiel 2, [Gu. 13]

Schnittgrößen:

$$M_{E,G+Q} = 6,95 \text{ kNm/m}$$

$$N_{E,G+Q} = -152,3 \text{ kN/m} \cdot 1,0 \text{ m} = -152,3 \text{ kN}$$

$$\text{Querschnittsfläche: } A_M = 1,0 \cdot 0,24 = 0,24 \text{ m}^2$$

$$\text{Widerstandsmomente: } W_M = 1,0 \cdot 0,24^2/6 = 0,010 \text{ m}^3$$

$$\text{Unplanmäßige Ausmitte: } e_p = 0,013 \text{ m}$$

Vorspannkraft:

$$\text{erf. } P_{\text{mt}} = \frac{1}{\frac{1}{0,24} - \frac{0,013}{0,010}} \cdot \left[\frac{-152,3 \cdot 10^{-3}}{0,24} + \frac{6,95 \cdot 10^{-3}}{0,010} \right] = 0,029 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$\text{erf. } P_{m0} = \frac{0,029 \cdot 1000}{0,787} = 29 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4,625 \text{ m} = 134,1 \frac{\text{kN}}{\text{Wand}}$$

In Wandebene:

Schnittgrößen:

s. Beispiel 6, [Gu. 13]

$$M_{E,G+Q} = 454,4 \text{ kNm/m}$$

$$N_{E,G+Q} = -186,3 \text{ kN/m} \cdot 4,625 \text{ m} = -861,64 \text{ kN}$$

Querschnittswerte:

$$A_M = 4,625 \cdot 0,24 = 1,11 \text{ m}^2; W_M = 0,24 \cdot 4,625^2/6 = 0,86 \text{ m}^3$$

Vorspannkraft:

$$\text{erf. } P_{\text{mt}} = \frac{1}{\frac{1}{1,11} - \frac{0,013}{0,86}} \cdot \left[\frac{-861,6 \cdot 10^{-3}}{1,11} + \frac{454,4 \cdot 10^{-3}}{0,86} \right] = 0,278 \text{ MN}$$

$$\text{erf. } P_{m0} = \frac{0,278 \cdot 1000}{0,787} \text{ kN} = 353,0 \text{ kN} / \text{Wand}$$

Gewählt: 2 Monolitzen Ø 0,6“, St 1570/1770

$$\rightarrow \text{vorh. } P_{m0} = 2 \cdot 178,5 \text{ kN} = 357,0 \text{ kN} > \text{erf. } P_{m0}$$

Spannungsbegrenzung

Abschnitt 8.3.3.3

Begrenzung von Mauerwerkdruckspannung:

s. DIN EN 1992-1-1:2011, 7.2 (3)

$$\sigma_{mw} = \frac{N_{E,G+Q}}{A_m} - \frac{P_{mt}}{A_m} - \frac{M_{E,P}}{W_M} - \frac{M_{E,G+P}}{W_M} < 0,45 \cdot f$$

untersuchende Zeitpunkt: $t = t_1$;

unter Berücksichtigung von Spannkraftverlusten infolge Reibung, Ankerschlupf und elastische Wandverkürzung

Vorspannkraft:

$$P_{mt} = P_{m0} \cdot r_{sup} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \delta = 2 \cdot 178,5 \cdot 1,05 \cdot 0,99 \cdot 0,97 \cdot 0,98$$

s. Anhang 4, S. A15

$$= 352,25 \text{ kN}$$

Mauerwerkdruckspannung senkrecht zur Wandebene:

Schnittgrößen:

$$M_{E,G+Q} = 6,95 \text{ kNm/m}; N_{E,G+Q} = -152,3 \text{ kN/m}$$

s. Beispiel 2, [Gu. 13]

Querschnittswerte:

$$A_M = 4,625 \cdot 0,24 = 1,11 \text{ m}^2; W_M = 4,625 \cdot 0,24^2/6 = 0,044 \text{ m}^3$$

$$f = 5,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{mw} = -\frac{152,3 \cdot 4,625}{1,11} - \frac{352,25}{1,11} - \frac{352,25 \cdot 0,013}{0,044} - \frac{6,95 \cdot 4,625}{0,044}$$

$$= -1771,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{mw} = |-1,77 \text{ MN/m}^2| < 0,45 \cdot f = 0,45 \cdot 5,67 = 2,55 \text{ MN/m}^2$$

Mauerwerkdruckspannung in Wandebene:

$$\sigma_{mw} = -\frac{861,64}{1,11} - \frac{352,25}{1,11} - \frac{454,4}{0,86} = -1622,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{mw} = |-1,62 \text{ MN/m}^2| < 0,45 \cdot f = 2,55 \text{ MN/m}^2$$

SpannkraftverlusteGesamte Spannkraftverluste: $\Sigma \Delta P = -20,16 \text{ kN}$

s. Anhang 4, S. A17

8.3.5.2 Tragfähigkeit im Traglastenzustand

Einleitung der Vorspannkraft

Abschnitt 8.3.4.1

einzuleitende Vorspannkraften sind durch die bis zum Erstriss vom Mauerwerk aufnehmbaren Zugkräfte wie folgt zu begrenzen:

$$\text{zul. } P_{m0} = \min \begin{cases} (Z \cdot 4) / (1 - b_p / 2 \cdot u) \\ Z_R / (e/l - 1/6) \end{cases} \quad \text{s. Gl. (8.20)}$$

Länge der Teilflächenlast:

$$u = 50,0 \text{ cm}$$

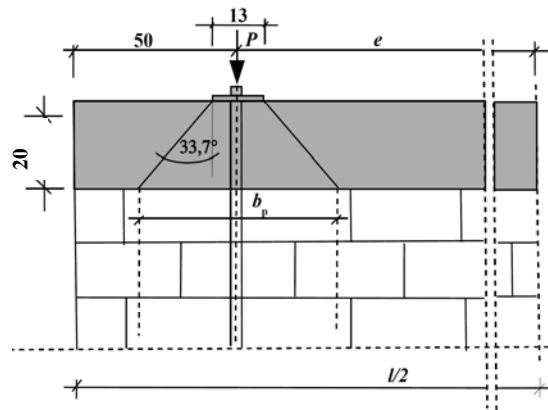
$$l = 4,625 \text{ m}$$

$$e = (l - 2 \cdot u) / 2 = 1,81 \text{ m}$$

$$b_1 = 13,0 \text{ cm}$$

$$h_c = 20,0 \text{ cm}$$

$$\alpha = 33,7^\circ$$



s.a. Bild 6.4

s. DIN EN 1992-1-1:2011,
8.10.3 (5)

$$b_p = (b_1 + h_c \cdot 2 \cdot \tan \alpha) = (13,0 + 20,0 \cdot 2 \cdot \tan 33,7^\circ) = 39,66 \text{ cm} \quad \text{s. Gl. (8.16)}$$

- Spalt- und Randzugkräfte:

$$f_{x2} = 0,40 \text{ N/mm}^2; A_z = 0,1152 \text{ m}^2; A'_z = 0,0576 \text{ m}^2$$

$$Z = f_{x2} \cdot A_z = 0,40 \cdot 0,1152 = 0,046 \text{ MN}$$

$$Z_R = f_{x2} \cdot A'_z = 0,40 \cdot 0,0576 = 0,023 \text{ MN}$$

s. Anhang 4, S. A17

s. Gl. (8.18) bzw. (8.19)

maximal einzuleitende Vorspannkraft:

$$\text{zul. } P_{m0} = \min \begin{cases} (Z \cdot 4) / \left(1 - \frac{b_p}{2 \cdot u}\right) \\ Z_R / \left(\frac{e}{l} - \frac{1}{6}\right) \end{cases} \quad \text{s. Gl. (8.20)}$$

$$= \min \begin{cases} (0,046 \cdot 4) / \left(1 - \frac{0,40}{2 \cdot 0,50}\right) \\ 0,023 / \left(\frac{1,81}{4,625} - \frac{1}{6}\right) \end{cases} = \min \begin{cases} 0,306 \text{ MN} \\ 0,102 \text{ MN} \end{cases}$$

Gewählt: $P_{m0} = 100 \text{ kN} < \text{zul } P_{m0}$

Biegedrucktragfähigkeit

Abschnitt 8.3.4.2

Für die Innenwand S4 wird die Biegedrucktragfähigkeit senkrecht zur Wandebene im EG ermittelt.

einwirkende Normalkraft aus der Vorspannung:

$$a = 4,625/2 = 2,31 \text{ m}; P_{mt} = 1,05 \cdot 100 - 20,16 = 84,84 \text{ kN}$$

s. Gl. (8.23)

$$N_{E,P} = P_{mt} \cdot l/a = 84,84 \cdot 1,0/2,31 = 36,73 \text{ kN}$$

Exzentrizität der einwirkenden Gesamtnormalkraft in Wandmitte:

$$e_I = 0; e_p = 0,013 \text{ m}; N_{Em} = 0,210 \text{ MN/m} \cdot 1,0 \text{ m} = 0,210 \text{ MN}$$

s. Bild 8.2 bzw. Beispiel 6, [Gu. 13]

$$e_{ges.} = e_I + e_{I,p} = \frac{N_{Em} \cdot e_I + N_{E,P} \cdot e_p}{N_{Em} + N_{E,P}}$$

$$= \frac{0,210 \cdot 0 + 0,037 \cdot 0,013}{0,210 + 0,037} = 0,002 \text{ m}$$

s. Gl. (8.22)

bezogene Tragfähigkeit in Wandmitte:

$$h_{ef} = 2,25 \text{ m}; t = 0,24 \text{ m}$$

s. Beispiel 6, [Gu. 13]

$$\phi_m = 1,12 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e_{ges.}}{t} \right) - 0,018 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - \frac{2 \cdot e_{ges.}}{t}$$

$$= 1,12 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 0,002}{0,24} \right) - 0,018 \cdot \frac{2,25}{0,24} = 0,93 \leq 1 - \frac{2 \cdot 0,002}{0,24} = 0,98$$

s. Gl. (8.21)

bezogene Tragfähigkeit infolge Vorspannkraft:

$$\phi_p = (1 - 2 \cdot e_p / t) = (1 - 2 \cdot 0,013 / 0,24) = 0,89$$

s. Gl. (8.24)

maximal erreichende Biegedrucktragfähigkeit:

$$N_R = \phi_m \cdot (f \cdot l \cdot t - N_{E,P} / \phi_p) = 0,93 \cdot (5,67 \cdot 1,0 \cdot 0,24 - 0,037 / 0,89)$$

$$= 1,23 \text{ MN} > N_{Em} = 0,210 \text{ MN}$$

s. Gl. (8.26)

Hiermit ist ausreichende Biegedrucktragfähigkeit gegeben.

Querkrafttragfähigkeit in Wandebene

Abschnitt 8.3.4.3

Es wird die Querkrafttragfähigkeit der Wandscheibe S4 in Wandebene ermittelt.

einwirkende Normalkraft aus der Vorspannung:

$$P_{mt} = 0,95 \cdot 100 - 20,16 = 74,84 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{mt, rot} = 0,03 \cdot P_{mt} = 0,03 \cdot 74,84 = 2,24 \text{ kN}$$

$$N_{E,P} = n \cdot \left(\frac{P_{mt} \cdot 1,0 \text{ m}}{a} - \Delta P_{mt, rot} \right) = 2 \cdot \left(\frac{74,84 \cdot 1,0 \text{ m}}{2,31} - 2,24 \right) = 60,32 \text{ kN} \quad \text{s. Gl. (8.28)}$$

maximal erreichende Querkrafttragfähigkeit in Wandebene:

$$N_{E,G+Q} = 4,625 \cdot 186,3 = 861,6 \text{ kN}$$

$$V_E = 48,58 \text{ kN}$$

$$t = 24,0 \text{ cm}$$

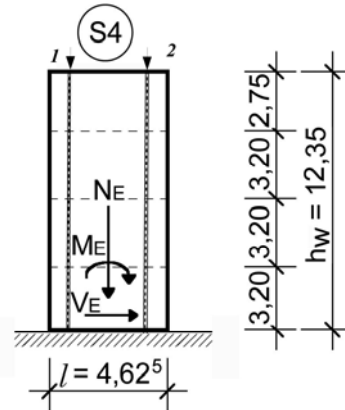
$$\zeta = 0,95$$

$$\tan \alpha = V_E / N_E$$

$$= 48,58 / (861,6 + 60,32) = 0,05$$

$$h_u = h_w = 12,35 \text{ m}$$

$$f_{II} = 0,3 \cdot f = 0,3 \cdot 5,67 = 1,70 \text{ MN/mm}^2$$



s. Beispiel 6 bzw. 10, [Gu. 13]

s. Gl. (8.27)

s. Tab. 4.8

$$\begin{aligned} V_R &= \frac{(N_{E,G+Q} + N_{E,P}) \cdot \zeta \cdot f_{II} \cdot t \cdot \tan \alpha}{(N_{E,G+Q} + N_{E,P}) \cdot (1 + \tan^2 \alpha) + h_u \cdot \zeta \cdot f_{II} \cdot t \cdot \tan \alpha} \\ &= \frac{(861,6 + 60,32) \cdot 10^{-3} \cdot 0,95 \cdot 1,7 \cdot 0,24 \cdot 4,625 \cdot 0,05}{(861,6 + 60,32) \cdot 10^{-3} \cdot (1 + 0,05^2) + 12,35 \cdot 0,95 \cdot 1,7 \cdot 0,24 \cdot 0,05} \\ &= 0,059 \text{ MN} > V_E = 0,049 \text{ MN} \end{aligned}$$

Somit ist ausreichende Querkrafttragfähigkeit in Wandebene erteilt.

Hieraus wird ersichtlich, dass die Tragfähigkeit einer vorgespannten in Dünnbettmauerwerk hergestellten Wand anhand der aus dem Abschnitt 8.3 hervorgegangenen Berechnungsansätze zuverlässig abgeschätzt werden kann.

9 Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung

Das Ziel dieser Arbeit war es, mit Hilfe eines Ingenieurmodells eine konsistente Basis für zukünftige Beurteilungen der Tragfähigkeit ohne Verbund vorgespannter Wände aus Kalksandstein-Mauerwerk zu schaffen. Hierbei waren Einwirkungen aus Spannkrafteinleitung, Biegedruckbeanspruchungen senkrecht zur Wandebene sowie aus Scheibenschubbeanspruchung vertieft zu berücksichtigen.

Eine Literaturrecherche ergab, dass Ergebnisse bisheriger Untersuchungen an vorgespannten Mauerwerkswänden lediglich eine erste Grundlage für Tragfähigkeitsanalysen derartiger Konstruktionen bilden. Insbesondere eine zusammenhängende Darstellung aufeinander aufbauender technischer Inhalte fehlte bisher.

Aus diesem Grund wurde ein modular aufgebautes Ingenieurmodell zur rechnerischen Analyse des Tragverhaltens vorgespannter Mauerwerkswände erarbeitet. Es vergleicht Einwirkungs- und Widerstandgrößen unter der Prämisse, dass die Einwirkungen die rechnerischen Tragwiderstände der Wände nicht überschreiten dürfen. Sich hieraus ergebende Teilaufgaben sind Einzelmodulen zugewiesen, die den Bearbeitungsablauf strukturieren.

Aus dem unbewehrtem Mauerwerksbau oder dem Spannbetonbau übertragbare Angaben für die Module „Einwirkungen“, „Vorspannkraft“ und „Gebrauchslastenzustand“ wurden von den Gesetzen der Statik bzw. aus normativen Regelungen wie z. B. EC6 und EC2 übernommen.

Das Ingenieurmodell wird gestützt durch vorgenommene vertiefte Auswertungen experimenteller Untersuchungen, die am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig und an der Hochschule Ostwestfalen-Lippe an vorgespannten Mauerwerkswänden durchgeführt worden waren. Diese betrafen Tragwiderstände bei Spannkrafteinleitung, Biegedruckeinwirkungen (auch unter Berücksichtigung von Theorie II. Ordnung - Einflüssen) und bei Scheibenschubbeanspruchung.

Die Auswertungen ergaben, dass sich hinsichtlich der Ausbreitung von Vorspannkraften im Mauerwerk ohne Stoßfugenvermörtelung deutlich kleinere Lastverteilungsbreiten einstellen im Vergleich normativen Regelungen zur Teilflächenbeanspruchung von unbewehrtem Mauerwerk. Dort unterstellte Spannungsausbreitungen unter 60° gegen die Horizontale konnten nicht bestätigt werden.

Die Tragfähigkeit knickgefährdeter, zentrisch ohne Verbund vorgespannter Wände wird u. a. bei unverfüllten Spannkämen durch die verformungsbedingte Exzentrizität der Spannglieder bezogen

auf die Schwerlinie der sich verformenden Wand bestimmt. Für ihre Erfassung wurde ein Lösungsvorschlag ausgearbeitet.

Die Auswertungen von Messrosetten registrierter Verformungsrichtungen der Schubwände belegen die Ableitung in Wandebene wirkender Horizontalkräfte über fächerförmige Druckspannungsfelder in den Untergrund.

In ergänzenden nicht linearen FE-Analysen wurde u. a. ein signifikanter Einfluss der Einspannung vorgespannter scheibenschubbeanspruchter Wände durch angrenzende Decken nachgewiesen. Diese lassen bei kurzen Wandscheiben rahmenartige statt kragarmartige Aussteifungssysteme in Gebäuden entstehen, was die Tragfähigkeit der Wände mit erhöhten Normalkräften infolge Vorspannung zusätzlich vergrößert.

Für den Modul „Traglastenzustand“ wurden einfach handhabbare Algorithmen zur Dimensionierung vorgespannter Mauerwerkswände entwickelt. Sie modifizieren bewährte Bemessungsansätze für biegedruckbeanspruchte unbewehrte Wände von nationalen bzw. europäischen Regelwerken. Für Scheibenschubbeanspruchungen wurden Bemessungs-algorithmen entwickelt, die auf der von *Thürlimann/Ganz* für unbewehrtes Mauerwerk entwickelten Theorie von Druckspannungsfeldern basieren.

Die Anwendbarkeit der entwickelten Berechnungsansätze des Ingenieurmodells wurde mit Hilfe der Versuchsergebnisse erfolgreich verifiziert. Die Abweichungen berechneter und im Experiment erhaltener Werte betragen nicht mehr als 10%. Insbesondere für Scheibenschubbeanspruchung wurde nachgewiesen, dass der Übereinstimmungsgrad der neuen Berechnungsansätze über Druckspannungsfelder den bei Anwendung von Berechnungsansätzen nach *Mann/Müller* deutlich übersteigt.

Die Anwenderfreundlichkeit der Berechnungsansätze des Ingenieurmodells wurde in einem Praxisbeispiel deutlich gemacht.

9.2 Ausblick

Zur Übertragung der vorgestellten Berechnungsansätze für vorgespannte Wände aus Kalksand-Plansteinmauerwerk auf Wände anderer Mauerwerksarten sind weitere experimentelle Untersuchungen an geschosshohen Wänden notwendig.

Zukünftige Forschungsarbeiten hierzu sollten auch Grundlagenuntersuchungen über die Werkstoffeigenschaften parallel zu den Lagerfugen des druckbeanspruchten Mauerwerks mit unvermörtelten und/oder vermörtelten Stoßfugen enthalten. Hiermit kann das Tragverhalten vorgespannter Mauerwerkswände bei Scheibenschubbeanspruchung realitätsnäher abgebildet werden, als dies Bemessungsansätze derzeitig gültiger Regelwerke erlauben.

Ferner ist ein experimentell abgesichertes Berechnungsmodell zu entwickeln, mit dem verformungsbedingte Spannkraftveränderungen und die Ausbreitung der Vorspannkkräfte im Mauerwerk zuverlässig abgebildet werden können.

In dieser Arbeit blieben Sicherheitsüberlegungen zur Gebrauchstauglichkeit unberücksichtigt, die für Randdehnungs- und Spannungsbegrenzungen im Mauerwerk von großer Bedeutung sind. Hiervon geht ebenfalls ein weiterer Forschungsbedarf aus.

10 Literatur

- [An. 1] Angervo, K.: Über die Knickung und Tragfähigkeit eines gedrückten Pfeilers ohne Zugfestigkeit, Valtion teknillinen tutkimuslaitos, Jalkaisu 26, Helsinki, 1954
- [An. 2] Angervo, K., Putkonen, A. I.: Erweiterung der Theorie der Biegung eines Pfeilers ohne Zugfestigkeit und ihre Anwendung zur Berechnung von Rahmentragwerken mit unbewehrten Steilen. Valtion teknillinen tutkimuslaitos, Jalkaisu 34, Helsinki, 1957
- [Av. 1] Avak, R., Glaser, R.: Spannbetonbau, Theorie, Praxis, Berechnungsbeispiele, Bauwerk, Berlin, 2007
- [Ba. 1] Bachmann, H., Lang, K.: Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten, IBK Bericht Nr. 274, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 2002
- [Ba. 2] Backes, H.-P.: Zum Verhalten von Mauerwerk bei Zugbeanspruchung in Richtung der Lagerfugen, Dissertation, RWTH Aachen, 1985
- [Ba. 3] Barth, M., Marti, P.: Versuche an knirsch vermauertem Backsteinmauerwerk, Forschungsbericht, ETH Zürich, Nr. 230, 1997
- [Ba. 4] Bastgen, K.J. (1978): Traglastnachweis für Mauerwerk nach Theorie II. Ordnung mit Hilfe einer nichtlinearen Momenten-Krümmungs-Beziehung, Bautechnik, 55, Heft 10, S. 340-344, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1978
- [Be. 1] Bergmeister, K. : Vorspannung von Kabeln und Lamellen aus Kohlestofffasern, Beton- und Stahlbetonbau 94, Heft 1, S. 20-26, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1999
- [Bi. 1] Biggs, David T., P.E.: Putting: Prestressed Masonry to Use, Mason Contractors Association of America, Schaumburg, 2004
- [Bi. 2] Bindseil, P.: Stahlbetonfertigteile 3. Auflage, Werner Verlag, 2007
- [Br. 1] Brameshuber, W., Schmidt, U., Kang, B.-G., Hannawald, J.: Theoretische und experimentelle Schubfestigkeit von Mauerwerk, Das Mauerwerk, Heft 4, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2005
- [Br. 2] Brameshuber, W., Graubohm, M., Schmidt, U.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk Teil 4, Scherfestigkeit, Mauerwerk-Kalender 31, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 2006
- [Br. 3] Bramshuber, W., Schmidt, U.: Untersuchungen zur Bestimmung von Stoffgesetzen von Kalksandsteinen und des Verbundes, Forschungsbericht ibac Nr. F7044/1, Aachen, 2006
- [Bu. 1] Budelmann, H., Gunkler, E., Wigger, H.: Untersuchungen zum Biegedrucktragverhalten von vorgespanntem Kalksandstein-Planstein-Mauerwerk, Das Mauerwerk, Heft 5, pp. 150-157, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2003

- [Bu. 2] Budelmann, H., Ewert, J.: Untersuchung des last- und zeitabhängigen Verformungsverhaltens von Kalksandsteinmauerwerk in Dünnbettmörtel, Gutachten Nr.: 8014/0604-4 (unveröffentlicht) des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 2004
- [Bu. 3] Budelmann, H., Gunkler, E., Husemann, U., Becke, A.: Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand, Fachaufsatz, Mauerwerk-Kalender 29, S. 635-641, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, Dresden, Aachen, 2004
- [Bu. 4] Budelmann, H., Gunkler, E., Husemann, U.: Zur Einleitung von Spannkraften in vorspannbare KS – Mauertafeln aus Dünnbettmauerwerk, Gutachten Nr. 8014/0604-5.1 (unveröffentlicht) des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, FH Lippe und Höxter, 2004
- [Bu. 5] Budelmann, H., Gunkler, E., Husemann, U., Becke, A.: Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand (AZ: Z 6-5.4-02.18), Abschlussbericht des IBMB, TU Braunschweig, FH Lippe und Höxter, 2004
- [Bu. 6] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Husemann, U.; Becker, A.: Zum Erdbebenwiderstand vorgespannter Mauerwerkswände. In Massivbau 2004: Forschung, Entwicklungen und Anwendungen. 8. Münchener Massivbau-Seminar 2004, 29./30. April 2004, Düsseldorf: Springer VDI-Verlag, 2004, S.35-52
- [Bu. 7] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Husemann U.: Zum Erdbebenwiderstand vorgespannter Mauerwerkswände, Mauerwerk 10, H.1, S. 8-13, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Bu. 8] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Wichmann, H.J., Husemann, U.: Gebäudeaussteifung mittels vorgespannter Dünn- und "Normalbett"-Mauertafeln, Mauerwerk 10, H.1, S. 2-7, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Bu. 9] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Caballero González, A., Husemann, U.: Vorgefertigte Mauertafeln aus Kalksandstein, Rückblick, Gegenwart und Ausblick, Mauerwerk 10, Heft 1, S. 14-20, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Bu. 10] Budelmann, H.; Gunkler, E.; Husemann, U., Heße, M.: Bemessung von vorgespanntem Mauerwerk- Spiegelung der Regeln von EC 6, Mauerwerk- Kalender 32, S. 329-377, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2007
- [Bu. 11] Budelmann, H.; Gunkler, E.: Mauerwerk kompakt, Werner Verlag, Köln, 2008
- [Ca. 1] Caballero González, A.: Europäisches Forschungsvorhaben zum Schubtragverhalten von Mauerwerksbauteilen, Das Mauerwerk, Heft 1, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2005
- [Ca. 2] Caballero González, A., Meyer, U.: Dynamische Versuche an zweigeschossigen Mauerwerkprüfkörpern auf dem Rütteltisch der Nationalen Technischen Universität Athen, Das Mauerwerk, Heft 4, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2008

- [Ca. 3] Castellano, M. G., Azevedo, J.: Proceedings of the Final Workshop of ISTECH Project Shape Memory Alloy Devices for Seismic Protection of Cultural Heritage Structures, European Commission / Joint Research Centre; Institute for Systems, Informatics and Safety, 2000
- [Co. 1] Coolins, M.P., Vecchio, F.: The Response Reinforced Concrete to Inplane Shear and Normal Stresses, Publication No. 82-03 University of Toronto, 1982
- [Cu. 1] Curtin, W.G.: The structural behaviour of plan and post-tensioned brick diaphragm walls, PhD thesis, University of Manchester, 1982
- [Cu. 2] Curtin, W.G.: An investigation of the structural behaviour of post-tensioned brick diaphragm walls, The Structural Engineer, V. 64, Nr. 4, S. 77-84, 1986
- [Cu. 3] Curtin, W.G., Shaw G., Beck J.K.: Design of reinforced and prestressed masonry, Thomas Telford, London, 1988
- [Da. 1] Dashkhuu, O.: Газар хөдлөлтийн гамшгийн эрсдэлийг бууруулан чичиргээний даацыг сайжруулах технологийн боломж, Pre-stressed masonry structures under earthquake loading, 6th Annual Conference "Contribution to the Development of Mongolia", London, 2010
- [Da. 2] Dashkhuu, O.: Барилгын стандартын салбарт их сургууль, судалгаа шинжилгээний байгууллагуудын оролцох оролцоо, Building and Civil Engineering Standards - the role of Research and Development, 8th Annual Conference "Contribution to the Development of Mongolia", Stockholm, 2012
- [Da. 3] Dashkhuu, O., Budelmann, H., Gunkler, E.: Vorgespanntes Mauerwerk - Forschungsergebnisse und Vorschläge für die Bemessung, 45. Aachener Baustofftag, Aachen, 2013
- [Dh. 1] Dhanasekar, M., Page, A. W., Kleeman, P. W.: The Failure of Brick Masonry under Biaxial Stress, Proc. Inst. Civil Eng., Part Vol. 72, 295-313, 1985
- [Dh. 2] Dhanasekar, M., Kleeman, P.W., Page, A.W.: An In-Plane Finite Element Model for Brick Masonry, Proceedings of a Session held out in conjunction with the Structural Engineering Congress, ASCE, Chicago, 1985
- [Di. 1] Dialer, C.: Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk, Dissertation, TU München, 1990
- [Do. 1] Dose, A.: Ein einfaches Diagramm zur Bestimmung von Richtung und Größe der Hauptspannung im ebenen Spannungszustand, Ingenieur-Archiv XI. Band, 5. Heft, S. 315-319, Springer Verlag, Berlin, 1940
- [Dr. 1] Drysdale, R.G., Hamid, A. A., Baker, L.R.: Masonry Structures – Behavior and Design. The Masonry Society, Boulder, Colorado, 1999
- [Du. 1] DUR-O-WAL: SURE-STRESS - Post-Tensioning System for Masonry, U.S.A, 1999

- [Ei. 1] Eibl, J., Neuroth, U.: Untersuchungen zur Druckfestigkeit von bewehrtem Beton bei gleichzeitig wirkendem Querkzug, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1988
- [Er. 1] Ernst, M.: Untersuchungen zum Tragverhalten von bewehrtem Mauerwerk aus Hochlochziegeln, Dissertation, Institut für Massivbau, Technische Hochschule Darmstadt, 1997
- [Es. 1] ESECMaSE: Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe (Verbesserte Sicherheit und effiziente Konstruktionen von Mauerwerkbauteilen in Europa), www.esecmase.org
- [Fa. 1] Falkner, H., Gunkler, E.: Vorgespanntes Mauerwerk, Bauingenieur 69, S. 431-437, Springer Verlag, Berlin, 1994
- [Fe. 1] Fehling, E., Schermer, D., Stürz, J.: Construction of test setup for shear test for validation of proposed method, Technical report D6.3 of the collective research project ESECMaSE, Kassel/München, 2005
- [Fe. 2] Fehling, E., Stürz, J.: Stress-strain-relation of perforated bricks (Rilemspecimen), Technical report D3.0.3 of the collective research project ESECMaSE, Kassel, 2004
- [Fe. 3] Fehling, E., Stürz, J.: Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads, Technical report D7.1a of the collective research project ESECMaSE (Draft Version), Kassel, 2006
- [Fe. 4] Fehling, E., Stürz, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Porenbetonwandscheiben. Forschungsbericht im Auftrag der European Autoclaved Aerated Concrete Association, Kassel, 2006
- [Fe. 5] Fehling, E., Stürz, J.: Optimierung der Schubtragfähigkeit von Mauerwerk – Teilprojekt des europäischen Forschungsvorhabens ESECMaSE. Mauerwerk-Kalender 32, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2007
- [Fo. 1] Foster D.: Design and Construction of a Prestressed Brickwork Water Tank, Proc 2nd Inter. Brick Masonry Conference, 1982
- [Fo. 2] Foti, D., Monaco, P.: Post-tensioned masonry: state of the art, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 2(3), pp. 311–318, 2000
- [Fu. 1] Furler, R., und Thürlimann, B., "Versuche über die Rotationsfähigkeit von Backsteinmauerwerk," *Bericht* No. 7502-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Sept. 1977, 95 pp.
- [Fu. 2] Furler, R., Thürlimann, B.: Versuche über die Rotationsfähigkeit von Kalksandstein-Mauerwerk, Bericht No. 7502-2, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1980
- [Fu. 3] Führer, W.: Die Stabilität von Wänden aus Mauerwerk. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1971

- [Ga. 1] Ganz, H.R., Thürlimann, B.: Versuche über die Festigkeit von zweiachsig beanspruchtem Mauerwerk, Bericht No. 7502-3, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1982
- [Ga. 2] Ganz, H.R., Thürlimann, B.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft, Bericht No. 7502-4, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1984
- [Ga. 3] Ganz, H.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub, IBK Bericht Nr. 148, Birkhäuser Verlag, 1985
- [Ga. 4] Ganz, H.-R.: Vorgespanntes Mauerwerk, Schweizer Ingenieur u. Architekt, Heft 8, S. 177-182, Zürich, 1990
- [Ga. 5] Ganz, H.-R.: New post-tensioning system increases strength and height potential of masonry structures, VSL News No. 1, S.4-5, 1990
- [Ga. 6] Ganz, H.-R.: Bewehrtes Mauerwerk, Technische Akademie Esslingen, Lehrgang Nr. 14 973/84.126, Esslingen, 1992
- [Ga. 7] Ganz, H. R., Post-tensioned Masonry Around the World, Concrete International, Vol. 25, No. 1, pp. 65-69, 2003
- [Ge. 1] Gerber-Balmelli, C., Marti, P.: Versuche an Porenbeton-Mauerwerk, Bericht No. 206, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1994
- [Gl. 1] Glahe, J.: Querkrafttragfähigkeit unbewehrter Mauerwerkswände aus KS- Planelementen, - FE- Analyse und Bemessungsansätze -, Diplomarbeit, Detmold, 2010
- [Gl. 2] Glitza, H.: Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge, Mauerwerk-Kalender 13, S.489-505, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1988
- [Gl. 3] Glock, C.: Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2004
- [Gr. 1] Graser, E., Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Heft 240, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1991
- [Gr. 2] Graubner, C.-A.: Traglasten schlanker Mauerwerkswände unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Werkstoffeigenschaften, Das Mauerwerk, 4, Heft 2, S. 47-55, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2000
- [Gr. 3] Graubner, C.-A., Simon, E.: Zur Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus großformatigen Steinen, Mauerwerk-Kalender 26, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2001
- [Gr. 4] Graubner, C.-A.; Glock, C.; Jäger, W.; Pflücke, T.: Knicksicherheit von Mauerwerk. Mauerwerk-Kalender 27, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2002
- [Gr. 5] Graubner, C.-A., Kranzler, T., Schubert, P., Simon, E.: Festigkeitseigenschaften von Mauerwerk, Teil 3: Schubfestigkeit von Mauerwerksscheiben, Mauerwerk-Kalender 30, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2005

- [Gr. 6] Graubner, C.-A., Kranzler, T., Spengler, M.: Nachweis tragender Mauerwerkswände unter Erdbebeneinwirkung nach DIN 4149 in Verbindung mit DIN 1053- 100, Mauerwerk-Kalender 32, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2007
- [Gr. 7] Greschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung der schiefen Biegung, Dissertation, Heft 98, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB) der TU Braunschweig, 1988
- [Gu. 1] Gunkler, E.: Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten, Dissertation, Heft 98, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, 1993
- [Gu. 2] Gunkler, E.: Vorgespanntes Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender 2000, S. 333-359, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2000
- [Gu. 3] Gunkler, E., Budelmann, H., Wigger, H.: Untersuchungen zum Biegedrucktragverhalten von vorgespanntem Kalksandstein- Planstein- Mauerwerk, Untersuchungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (IBMB), TU Braunschweig, 2002
- [Gu. 4] Gunkler, E., Budelmann, H., Husemann, U., Becke, A.: Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand, Fachaufsatz, Mauerwerk-Kalender 29, S. 635-641, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, Dresden, Aachen, 2004
- [Gu. 5] Gunkler, E., Budelmann, H., Husemann, U.: Zur Einleitung von Spannkraften in vorspannbare KS – Mauertafeln aus Dünnbettmauerwerk, Gutachten Nr. 8014/0604-5.1 (unveröffentlicht) des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, FH Lippe und Höxter, 2004
- [Gu. 6] Gunkler, E., Budelmann, H., Husemann, U., Becke, A.: Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand (AZ: Z 6-5.4-02.18), Abschlussbericht des IBMB, TU Braunschweig, FH Lippe und Höxter, 2004
- [Gu. 7] Gunkler, E., Budelmann, H., Husemann, U.: Mittige und randnahe Lasteinleitungsversuche an KS- Dünnbettmauerwerk im Alter von 7; 14; 21 und 28 Tagen. Untersuchungsbericht Nr.: 8014/0604-1 (unveröffentlicht) des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 2004
- [Gu. 8] Gunkler, E., Budelmann, H., Husemann, U.: Zum Erdbebenwiderstand vorgespannter Mauerwerkswände, Mauerwerk 10, H.1, S. 8-13, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Gu. 9] Gunkler, E., Budelmann, H., Wichmann, H.J., Husemann, U.: Gebäudeaussteifung mittels vorgespannter Dünn- und "Normalbett"-Mauertafeln, Mauerwerk 10, H.1, S. 2-7, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Gu. 10] Gunkler, E., Caballero González, A., Budelmann, H., Husemann, U.: Vorgefertigte Mauertafeln aus Kalksandstein, Rückblick, Gegenwart und Ausblick, Mauerwerk 10, Heft 1, S. 14-20, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006

- [Gu. 11] Gunkler, E., Becke, A., Dashkhuu, O., Heumann, G.: Teilflächenartige Lasteinleitung in Mauerwerkkonstruktionen, Detmold (unveröffentlicht), 2006
- [Gu. 12] Gunkler, E., Budelmann, H., Husemann, U., Heße, M.: Bemessung von vorgespanntem Mauerwerk- Spiegelung der Regeln von EC 6, Mauerwerk- Kalender 32, S. 329-377, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2007
- [Gu. 13] Gunkler, E., Dashkhuu, O.: Bemessung unbewehrter Mauerwerkswände nach DIN 1053-100, Fachaufsatz, Mauerwerk kompakt, S. 96-199, Werner Verlag, Köln, 2008
- [Gu. 14] Gunkler, E., Dashkhuu, O.: Bewehrte Mauerwerkskonstruktionen, Fachaufsatz, Mauerwerk kompakt, S. 226- 248, Werner Verlag, Köln, 2008
- [Gu. 15] Gunkler, E.; Dashkhuu, O.: Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkungen, Fachaufsatz, Mauerwerk kompakt, S. 249- 296, Werner Verlag, 2008
- [Gu. 16] Gunkler, E., Dashkhuu, O.: Tragfähigkeit teilflächenbelasteter Mauerwerkswände, Ursachen für die Abweichungen der Bemessungsansätze von DIN 1053-100 und EC6 (insbesondere bei Laststellungen nahe am Wandende), (unveröffentlicht), Detmold, 2008
- [Gu. 17] Gunkler, E., Dashkhuu, O.: Studies on the load-carrying capacity of unreinforced masonry walls subjected to concentrated loads, 8th International Masonry Conference, Dresden, 2010
- [Gu. 18] Guggisberg, R.: Statische Berechnung der Aussenwandfassade des Museums für Verkehr und Technik, Pichler Ingenieure GmbH, Beratende Ingenieure VBI Tragwerksplanung, Berlin, 1997
- [Gu. 29] Guggisberg, R., Thürlimann, B.: Versuche zur Festlegung der Rechenwerte von Mauerwerksfestigkeiten IBK - Bericht Nr. 7502-5 ETH Zürich Birkhäuser Verlag, 1987
- [Gu. 20] Guyon, Y.: Contraintes dans les pèces prismatiques soumises à des forces appliqués sur leurs bases, au voisinage de ces bases, Abh. IVBH XI, S. 165-226, 1951
- [Ha. 1] Haller, J.: Untersuchungen zum Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten, Dissertation, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe, 1982
- [Ha. 2] Haller, P.: Knickfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Schweizerische Bauzeitung, 67, Nr. 38, 1949
- [He. 1] Heidel, R.: Ermittlung der Materialkennwerte von Mauerwerk als Grundlage zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Mauerwerkskonstruktionen, Dissertation A, Fakultät für Technik und Naturwissenschaft des wissenschaftlichen Rates, TH Leipzig, 1989
- [Hi. 1] Hilsdorf, H.: Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit, Forschungsbericht Materialprüfungsamt für das Bauwesen an der Technischen Hochschule, München, Nr. 40, 1965
- [Hi. 2] Hiltcher, R., Florin, G.: Darstellung der Spaltzugspannungen unter einer konzentrierten Last (Druckplatte) nach Guyon-Jyengar und nach Hiltcher und Florin, Die Bautechnik 47, H. 6, S. 196-200, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1967

- [Ho. 1] Hofmann, P., Stöckel, S.: Versuche zum Haftscherverhalten von Mauerwerk. Lehrstuhl für Massivbau der TU München, Untersuchungsbericht, 1985
- [Hu. 1] Husemann, U.: Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen, Dissertation, Heft 207 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, 2009
- [In. 1] INCA – Interactive Nonlinear Cross- Selection Analysis Biaxial, Version 2, Institut für Massivbau, TUHH, 2001
- [In. 2] Indirli, M.: Applicazione dei dispositivi antisismici innovativi nel Campanile della chiesa di San Giorgio a Frignano, GLIS - The Italian Group of Seismic Isolation, 2000
- [ly. 1] Iyengar, K.T.S.R.: Der Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen und seine technische Anwendung, Dissertation, TH Hannover, 1960
- [Jä. 1] Jäger, W., Vassilev, T., Baier, G., Pflücke, T., Morlack, F.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6 – Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach ENV 1996-1-1, Forschungsbericht Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung, IRB Verlag, Stuttgart, 2002
- [Jä. 2] Jäger, W., Schöps, P.: Kosteneinsparung durch Ansatz realitätsnaher Bemessungskonzepte für die Schubbeanspruchung von Mauerwerksbauten, Forschungsbericht des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, F 2461, 2004
- [Jä. 3] Jäger, W., Schöps, P.: Neue Erkenntnisse zum Schubversagen, Das Mauerwerk, Heft 3, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2005
- [Jä. 4] Jäger, W., Schöps, P.: Sichtung und Vorauswertung von Schubversuchen, Untersuchungsbericht im Auftrag der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau e.V., 2005
- [Jä. 5] Jäger, W., Pflücke, T., Schöps, P.: Kommentierte Technische Regeln für den Mauerwerksbau, Teil 1: DIN 1053-100: Mauerwerk – Berechnung auf Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts – Kommentare und Erläuterungen, Mauerwerk-Kalender 31, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Jä. 6] Jäger, W., Pflücke, T., Schöps, P., Hoffmann J.: Gewährleistung des deutschen Sicherheitsniveaus bei der Erarbeitung des Nationalen Anhangs zur europäischen Mauerwerksnorm EN 1996-1-1 für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk mit Hilfe von Vergleichsbetrachtungen zu den deutschen Normen DIN 1053-1 und DIN 1053-100 sowie deren Überarbeitung, Forschungsbericht, Radebeul, 2008
- [Jä. 7] Jäger, W., Marzahn, G.: Mauerwerk, Bemessung nach DIN 1053-100, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2010

- [Ka.1] Der Kalksandstein, Das Original, Planung, Konstruktion, Ausführung. Hrsg. Bundesverband Kalksandsteinindustrie eV, überarbeitete Auflage- Düsseldorf, Bau + Technik Verlag, 2003
- [Ka.2] Kasten, D.: Zur Frage der Homogenität von Mauersteinen, Die Ziegelindustrie, Heft 9, Bauverlag, Wiesbaden, 1982
- [Ka.3] Kasten, D.: Prüfung von Kalksandstein im Rahmen der Überwachung, Prüfbericht Nr.: 99-5372, 1999
- [Ki. 1] Kirtschig, K., Feldhaus, P., Gallenkemper, B., Schöner, W.: Aufbereitung eines Traglastverfahrens für den Mauerwerksbau. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen der Technischen Universität Hannover, Heft 30, Eigenverlag, Hannover, 1975
- [Ki. 2] Kirtschig, K.: Tragfähigkeit von Mauerwerk bei vertikaler Belastung –Traglastverfahren, Mauerwerk-Kalender 1, S. 287 – 321, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1976
- [Ki. 3] Kirtschig, K., Kasten, D.: Partial surface load of masonry, pp 391 – 396, Proc. 5th IBMAC, Washington, 1979
- [Ki. 4] Kirtschig, K., Kasten, D.: Teilflächenbelastung bei Mauerwerk, Forschungsbericht (B II 5-800176-43), Universität Hannover, 1980
- [Ki. 5] Kirtschig, K., Kasten, D.: Teilflächenbelastung von Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender 9, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1981
- [Ko. 1] Kollegger, J., Mehlhorn, G.: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querkzugbeanspruchung, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 413, Beuth Verlag, Berlin, 1990
- [Ko. 2] Kordina, K., Quast, U.: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN1045, 4. Nachweis der Knicksicherheit, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 220, S. 105 – 195, Beuth Verlag, Berlin, 1979
- [Ko. 3] Kordina, K., Gunkler, E.: Dynamische Biegetragfähigkeit mit gedübelten Stahllaschen verstärktem Mauerwerk, Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig, 1992
- [Kr. 1] Kranzler T., Schöps, P.: Nachweis der Schubtragfähigkeit mit dem angepassten Nachweisformat nach DIN 1053-100, Das Mauerwerk, Heft 1, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2007
- [Kr. 2] Kranzler, T.: Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk, Dissertation, TU Darmstadt, Eigenverlag, Heft 17, 2008
- [Ku. 1] Kukulski, W., Lugez, J.: Résistance des murs en béton non armé soumis à des charges verticales. Théorie – Expérimentation. Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, No. 79, S. 1-42. Paris, 1966

- [Ku. 2] Kupfer, H.: Erweiterung der Mörsch'schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Förmänderungsarbeit, CEB-Bulletin 40, Paris, 1962
- [La. 1] Lang, K.: Seismic vulnerability of existing buildings, Dissertation, ETH Zürich, 2002
- [La. 2] Laurenco, P.B., Rots, J.G.: Understanding the Behaviour of Shear Walls: A numerical Approach, Proceedings of the tenth international Brick/Block Masonry Conference, Calgary, 1994
- [La. 3] Laurenco, P.B.: Computational Strategies for Masonry Structures, Dissertation, Universität Delft, 1996
- [La. 4] Laursen, P. T.: Seismic Analysis and Design of Post-tensioned Concrete Masonry Walls, PhD dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Auckland, New Zealand, 2002
- [La. 5] Laursen, P. T., Ingham, J. M.: Structural testing of enhanced post-tensioned concrete masonry walls, ACI Structural Journal, 101, (6), pp. 852-862, 2004
- [La. 6] Laursen, P.T., Wight, G. Ingham, J. M.: Assessing Creep and Shrinkage Losses in Post-tensioned Concrete Masonry, ACI Material Journal, 103, pp. 427-435, 2006
- [Le. 1] Leonhardt, F.: Die verminderte Schubabdeckung bei Stahlbetontragwerken, Der Bauingenieur 40, Heft 1, S. 1-15, Springer Verlag, Berlin, 1965
- [Le. 2] Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis, 3. Aufl., Ernst und Sohn Verlag, Berlin, München, Düsseldorf, 1973
- [Le. 3] Leonhardt, F. Vorlesungen über Massivbau, Teil 2, Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau, 3. Auflage, Springer Verlag, Berlin, 1986
- [Li. 1] Lissel, S. L., Sayed-Ahmed, E. Y. and Shrive, N. G., Prestressed Masonry - The Last Ten Years, 8th North American Masonry Conference, Austin, TX, USA, June 6-9 1999, pp. 599-610
- [Li. 2] Lissel, S.L.: Behaviour and Design of CFRP Post-Tensioned Masonry Diaphragm Walls, Dissertation the University of Calgary, Department of Civil Engineering, Calgary, Alberta, 2001
- [Lo. 1] Lohse, G.: Knicken und Spannungsberechnung nach Theorie II. Ordnung, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1979
- [Lo. 2] Löring, S.: Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Dissertation, Universität Dortmund, 2005
- [Lu. 1] Lurati, F., Thürlimann, B.: Versuche an Mauerwerkswänden aus Zementstein, Bericht No. 8401-3, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1990
- [Ma. 1] Macalloy Bar System, Spannverfahren, McCalls Special Products, Sheffield, England, 1993

- [Ma. 2] Macalloy 1030, Macalloy S1030, Post Tensioning System, Macalloy, Caxton Way, Dinnington, Sheffield, England, 2004
- [Ma. 3] Magnel, G.: Le flambage en beton precontraint, science & technique (10), S 1-4, 1944
- [Ma. 4] Magenes, G., Morandi, P., Penna, A.: D7.1c Test results on the behavior of masonry under static cyclic in plane lateral loads, ESECMaSE, Pavia, Italy, 2008
- [Ma. 5] Mann, W., Müller, H.: Bruchkriterien für querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf gemauerte Windscheiben, Die Bautechnik, Springer Verlag, Berlin, 1973
- [Ma. 6] Mann, W., Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1978
- [Ma. 7] Mann, W.: Druckfestigkeit von Mauerwerk – Eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen, Mauerwerk-Kalender 8, S. 687-699, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1983
- [Ma. 8] Mann, W., Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises, Mauerwerk-Kalender 10, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1985
- [Ma. 9] Mann, W., Müller, H.: Nachrechnung der Wandversuche mit einem erweiterten Schubbruchmodell unter Berücksichtigung der Spannungen in den Stoßfugen, Anlage 2 zum Forschungsbericht Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Forschungsbericht IV/1-5-488/86. TH Darmstadt, 1986
- [Ma. 10] Mann, W.: Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk. - theoretische Grundlagen und Vergleich mit Versuchsergebnissen, Mauerwerk-Kalender 16, S. 601 ff, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1992
- [Ma. 11] Mann, W.: Zum Entwurf einer Neufassung der Mauerwerksnorm als DIN 1053-100, Mauerwerk-Kalender 23, S. 537-541, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1998
- [Ma. 12] Mann, W.: Grundlagen der vereinfachten und der genaueren Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1, Mauerwerk-Kalender 26, S. 259-286, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2001
- [Ma. 13] Marti, P., Thürlimann, B.: Fließbedingung für Stahlbeton mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit, Beton- und Stahlbetonbau, V. 72, Heft 1, pp. 7-12, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1977
- [Ma. 14] Marti, P.: Zur plastischen Berechnung von Stahlbeton, Dissertation, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1980
- [Ma. 15] Marzahn, G: Vorgespanntes Trockenmauerwerk, Teubner Verlag, Stuttgart Leipzig, 2000
- [Ma. 16] Mathias, B., Reeh, H. et al.: DIN 1053-1 Mauerwerk – Berechnung und Ausführung, Bautechnik Verlag, Düsseldorf, 1997

- [Ma. 17] Maus, H.: Ingenieurmäßige Sicherungsmaßnahmen in der ersten Hälfte unseres Jahrhunderts an historischen Bauten, Erhalten in historischen bedeutsamer Bauwerke, Jahrbuch des SFB 315, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1989
- [Ma. 18] Maus, H.: Injiziertes und bewehrtes altes Mauerwerk, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1995
- [Me. 1] Metzernacher, H.: Zur Zugrelaxation von Mauerwerk, Dissertation, RWTH Aachen, 1994
- [Me. 2] Meyer, U., Schubert, P.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender, 17, S. 615-622, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1992
- [Mo. 1] Mojsilovic, N.; Marti P.: "Versuche an kombiniert beanspruchten Mauerwerkswänden" Bericht No. 203, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, April 1994
- [Mo. 2] Mojsilovic, N.: Zum Tragverhalten von kombiniert beanspruchtem Mauerwerk, Dissertation, ETH Zürich, 1995
- [Mo. 3] Mojsilovic, N., Marti P.: Strength of Masonry Subjected to Combined Actions, ACI Structural Journal, No. 6, 1997
- [Mo. 4] Mojsilovic, N., Schwartz J.: Swiss Masonry Code Design Charts for Shear Walls, Proceedings of the 7th International Masonry Conference, London, 2006
- [Mo. 5] Mojsilovic, N.: Strength of masonry subjected to in-plane loading: A contribution, International Journal of Solids and Structures 48, pp. 865–873, 2011
- [Mo. 6] Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung, Konrad Witwer Verlag, Stuttgart, 1912
- [Mu. 1] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B.: Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern, Birkhäuser Verlag, Berlin, 1996
- [Mü. 1] Müller, P.: Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und -balken, Bericht No. 83, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1978
- [Mü. 2] Müller, H.: Zum Tragverhalten von vorgespannten Mauerwerk, Der Bauingenieur, Heft 4, S. 181-182, Springer Verlag, Berlin, 1993
- [Ni. 1] Nietzold, A.: Vorspannen ohne Verbund im Mauerwerk historischer Bauten, Dissertation, Heft 39, Universität Karlsruhe, 2001
- [Öt. 1] Ötes, A., Löring, S., Elsche, B.: Erhöhung der Schubtragfähigkeit von KS-Wänden unter Erdbebenlasten durch schlaff bewehrte Betonstützen in Formsteinen bzw. durch Vorspannung der Wand, Forschungsbericht Nr. 94, Forschungsvereinigung KS e.V., 2002
- [Öt. 2] Ötes, A., Löring, S.: Tastversuche zur Identifizierung des Verhaltensfaktors von Mauerwerksbauten für den Erdbebennachweis, Abschlussbericht, Universität Dortmund, 2003
- [Pa. 1] Page, A.W.: Finite Element Model for Masonry, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, 1978

- [Pa. 2] Page, A.: A biaxial Failure Criterion for Brick Masonry in the Tension- Tension Range, International Journal of Masonry Construction, 1, pp. 26–29, 1980
- [Pa. 3] Page, A. W.: The Biaxial Compressive Strength of Brick Masonry, Proc. Inst. Civil Eng., Part 2, Vol. 71, 1981
- [Pa. 4] Page, A. W.: The Strength of Brick Masonry under Biaxial Tension- Compression, International Journal of Masonry Construction, 3, pp. 26– 31, 1983
- [Pa. 5] Page, A. W., Hendry, A. W.: Design rules for concentrated Loads on masonry (Bemessungsregeln für teilflächenbeanspruchtes Mauerwerk), The Structural Engineer/Volume 66/NO.17/6, 1988
- [Pa. 6] Page, A. W., Huizer, A.: Racking tests on reinforced and prestressed hollow clay masonry walls, Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Ireland, Vol. 2, September 1988, pp. 538-547
- [Pa. 7] Paulay, T., Priestley, M. J. N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley-Interscience, 768 pp., 1992
- [Ph. 1] Phillips, M. E., Montague, T. L.: The design of prestressed concrete blockwork diaphragm walls, Aggregate Concrete Block Association (ACBA), Leicester, United Kingdom, 21 pp
- [Pi. 1] Pieper, K.: Sicherung historischer Bauten, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1983
- [Pl. 1] Pflücke, T.: Traglastbestimmung druckbeanspruchter Mauerwerkswände am Ersatzstabmodell unter wirklichkeitsnaher Berücksichtigung des Materialverhaltens, Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung, 2006
- [Pr. 1] PREMUR/VSL - Vorgespanntes Mauerwerk, ZZ Züricher Ziegeleien, 1989
- [Re. 1] Reineck, K. H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung, Bauingenieur 76, H. 4, S. 168 – 179, Springer Verlag, 2001
- [Ri. 1] Richter, L.: Tragfähigkeit nichttragender Wände aus Mauerwerk, Dissertation, TU Darmstadt, Eigenverlag, Heft 18, 2009
- [Ri. 2] Ritter, W.: Die Bauweise Hennebique, Schweizerische Bauzeitung, Bd. XXXIII, 1899
- [Ro. 1] Rombach, G.: Spannbetonbau. Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2002
- [Ro. 2] Roos, W.: Zur Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons in scheibenförmigen Bauteilen bei gleichzeitig wirkender Querkraftbeanspruchung, Dissertation, Heft 2/95, TU München, 1995
- [Ro. 3] Rossner, W., Graubner, C. A.: Spannbetonbauwerke, Teil 3: Bemessungs-beispiele nach DIN 1045-1 und DIN-Fachbericht 102, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2005
- [Ru. 1] Ruffert, G.: Sanierung historischer Bauwerke, Hoch- und Tiefbau, Heft 12, S. 24- 26, 1986

- [Rü. 1] Rüscher, H.: Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken, Festschrift F, Campus „Amici et Alumni“, Universite de Liege, 1964
- [Sa. 1] Sayed-Ahmed, E.Y., Lissel, S.L., Tadros, G., Shrive, N.G.: Carbon Fibre Reinforced Polymers (CFRP) Post-Tensioned Masonry Diaphragm Walls: Prestressing, Behaviour and Design Recommendations, Canadian Journal of Civil, Engineering, Vol. 26, No. 3, pp. 324-344, 1999
- [Sa. 2] Samarasinghe W.: In-Plane Strength of Brickwork, PhD-Thesis, University of Edinburgh, 1980
- [Sa. 3] Samarasinghe W., Hendry A.W.: The Strength of Brickwork under biaxial tensile and compressive stress, Proceedings of the Seventh International Symposium on Loadbearing Brickwork, London, 1980
- [Sb. 1] SBETA-AT3D - Nonlinear Finite Element Simulation of Concrete and Reinforced Concrete Structures. Version 3.2.7, Cervenka Consulting (www.cervenka.cz), 2006
- [Sh. 1] Shrive, N. G., Post-tensioned Masonry - Status & Prospects, The Canadian Society for Civil Engineering - Annual Conference, Calgary, Canada, May 25-27 1988, pp. 679- 696.
- [Sch. 1] Schäfer, K., Schelling, G., Kuchler, T.: Druck- und Querkraft in bewehrten Betonelementen, Heft 408, Deutscher Ausschusses für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, 1990
- [Sch. 2] Schäfer, H.G., Brock, K., Drell, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund, Heft 456, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag, Berlin, 1996
- [Sch. 3] Schermer, D.: Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung, Dissertation, TU München, 2004
- [Sch. 4] Schermer, D.: Report on static-cyclic test at University of Munich, Presentation at ESECMaSE Dissemination Meeting, Köln, 2007
- [Sch. 5] Schlafich, J., Schäfer, K.: Zur Druck-Querkraft-Festigkeit des Stahlbetons, Beton- und Stahlbetonbau 78, H. 3, S. 73-78, Ernst und Sohn Verlag, Berlin 1983
- [Sch. 6] Schlafich, J., Schäfer, K., Jennewein, M.: Toward a consistent design for structural concrete. PCIJourn. V.32, No. 3, pp. 75-150, 1987
- [Sch. 7] Schlafich, J., Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Betonkalender 90, Teil II, S. 311-492, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2001
- [Sch. 8] Schlaich, G., Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau, Beton-Kalender 73, Teil 2, Ernst und Sohn, Berlin, 1984
- [Sch. 9] Schlegel, R., Rautenstrauch, K.: Berechnung von Mauerwerk als Kontinuum oder Diskontinuum – Entwicklungen in ANSYS und LSDYNA, Proceedings of the 19th CAD-FEM Users' Meeting, Berlin, 2001

- [Sch. 10] Schlegel, R.: Numerische Berechnung von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, 2004
- [Sch. 11] Schneider, K. H., Wiegand, E., Jucht, K.-D.: Innerer Spannungszustand bei Mauerwerk mit nicht vermörtelten Stoßfugen, Forschungsbericht, F 1360, 1976
- [Sch. 12] Schneider, K. – J., Schubert, P., Wormuth, R.: Mauerwerksbau – Gestaltung, Baustoffe, Konstruktion, Berechnung und Ausführung, 6. Auflage, Werner Verlag, 1999
- [Sch. 13] Schubert, P., Glitza, H.: Druckfestigkeit und σ - ε -Linie von Mauerwerk, Forschungsbericht der Rheinische-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, F 105, ibac, Aachen, 1982
- [Sch. 14] Schubert, P.: Prüfverfahren von Mauerwerk, Mauerstein und Mauermörtel, Mauerwerk-Kalender 16, S. 685-697, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1991
- [Sch. 15] Schubert, P., Hoffmann, G.: Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen, Forschungsbericht IRB, F 2235, 1993
- [Sch. 16] Schubert, P., Hoffmann, G.: Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen, Mauerwerk-Kalender 19, S. 715-725, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1994
- [Sch. 17] Schubert, P.: Druckfestigkeit und σ - ε -Linie von Mauerwerk, Abschlussbericht der Rheinische-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, F6014, ibac, Aachen
- [Sch. 18] Schubert, P.: Festigkeiten von Mauerwerk, Teil 1, Längsfestigkeit von Mauersteinen und Mauerwerk, Mauerwerk-Kalender 26, S. 76-88, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 2001
- [Sch. 19] Schubert, P., Meyer U.: Harmonisierung europäische Baubestimmungen – Eurocode 6 Mauerwerksbau; Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungslinie von Mauerwerk, Forschungsbericht der Rheinische-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, F 330, ibac, Aachen, 2003
- [Sch. 20] Schubert, P.: Auswertung von Schubversuchen an Mauerwerk aus Hochlochziegeln, Kalksandsteinen, Porenbetonsteinen sowie Leicht- und Betonsteinen, Forschungsbericht ibac, Aachen, 2003
- [Sch. 21] Schubert, P., Graubohm, M.: Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen, Das Mauerwerk, Heft 5, S. 198-208, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2004
- [Sch. 22] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel, Mauerwerk-Kalender 30, S. 127-148, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2005
- [Sch. 23] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel, Mauerwerk-Kalender 31, S. 184-185, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2006
- [Sch. 24] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen, Mauerwerk-Kalender 35, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2010
- [Sch. 25] Schultz, A. E., Scolforo, M. J.: An Overview of Prestressed Masonry, The Masonry Society Journal, Vol. 10, No. 1, August 1991, pp. 6-20

- [Sch. 26] Schwartz, J.; Thürlimann, B.: Versuche über die Rotationsfähigkeit von Zementsteinmauerwerk, Bericht No. 8401-1, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 114 pp., 1986
- [Sch. 27] Schwartz, J.: Bemessung von Mauerwerkswänden und Stahlbetonstützen unter Normalkraft, Bericht No. 174, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, 1989
- [Sch. 28] Schwegler, G.: Verstärken von Mauerwerk mit Faserverbundwerkstoffen, Dissertation, EMPA Bericht 229, 1994
- [Sch. 29] Schwegler, G.: Erdbebenschutz durch vorgespannte CFK-Lamellen, Beton- und Stahlbetonbau Heft 5, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2004
- [Sch. 30] Schwegler, G., Kottucz J.: Produktdokumentation Spannsystem StressHead, 2004
- [Se. 1] Seim, W.: Numerische Modellierung des anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben, Dissertation, Universität Karlsruhe, 1995
- [Si. 1] Simon, E.: Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen. Dissertation, TU Darmstadt, 2002
- [Sp. 1] Sperbeck, S. T.: Seismic Risk Assessment of Masonry Walls and Risk Reduction by Means of Prestressing, Dissertation, TU Braunschweig, 2009
- [St. 2] Stiesch, G.: Gedanken zur Anwendung der Vorspanntechnik in historischem Mauerwerk, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, SFB 315, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1989
- [Su. 1] SUSPA: Technische Daten SUSPA Monolithenspannverfahren ohne Verbund, Anker-Typ S, SUSPA Spannbeton GmbH, 2000
- [Th. 1] Thürlimann, B.: Post-tensioned masonry structures, VSL report series 2, VSL International Ltd., Bern, 1990
- [Th. 2] Thürlimann, B.: Anwendung der Plastizitätstheorie auf Stahlbeton, Vorlesung zum Fortbildungskurs für Bauingenieure, ETH Zürich, 1993
- [To. 1] Tomažević, M.: Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings, Slovenian National Building and Civil Engineering Institut, Imperial College Press, 1999
- [To. 2] Tomažević, M., Weiss, P.: Seismic Behavior of Plain- and Reinforced Masonry Buildings, Journal of Structural Engineering Vol. 120, 1994
- [Ul. 1] Ullrich, M.: Statusbericht über Forschungsarbeiten zur ingenieurmäßigen Sicherung von historischen Mauerwerk durch Verpressen, Vernadeln und Vorspannen, Bautenschutz und Bausanierung, 12, 1989
- [Ul. 2] Ullrich, M., Wenzel, F.: Nachuntersuchungen an ingenieurmäßig instandgesetzten, gipshaltigen Mauerwerksbauten, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, SFB 315, Jahrbuch 1990, S. 143-158; Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1992

- [Va. 1] G.P.A.G. Van Zijl, J. G. Rots, A. Th. Vermeltfoort: Modelling shear-compression in masonry, Proceeding of the 9th Canadian masonry symposium, 2001
- [Vr. 1] Vratsanou, V.: Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung, Dissertation, Technische Hochschule Karlsruhe, 1992
- [We. 1] Wenzel, F.: Zur Konstruktiven Sicherung Historischer Bauten, Forschung und Lehre 14, TU Karlsruhe, 1981
- [We. 2] Wenzel, F.: Verpressen, Vernadeln und Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Jahrbuch 1987, S. 53-72, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1987
- [We. 3] Wenzel, F. et al.: Mauerwerk-Untersuchen und Instandsetzen durch Injizieren, Vernadeln und Vorspannen, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe, 1999
- [We. 4] Wenzel, F., Gigla, B., Kahle, M.; Stiesch, G.: Historisches Mauerwerk: Untersuchen, Bewerten und Instandsetzen, Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Sonderforschungsbereich 315, Engelhardt und Bauerdruck; Karlsruhe, 2000
- [Wi. 1] Wigger, H., Koop, H., Asche, J.: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Rationell hergestellte Wände aus vorgespanntem großformatigem Mauerwerk mit hohem Erdbebenwiderstand“, FH Oldenburg/Ostfriesland/Wilhelmshaven, 2004
- [Wi. 2] Wight, Gavin D.: Seismic performance of a post-tensioned concrete masonry wall system, Thesis, University of Auckland, Department of Civil and Environmental Engineering, New Zealand, 2006
- [Wo.1] Woodham, David B., P. E.: Construction and Monitoring of Post-tensioned Masonry Sound Walls, Denver, 2001
- [Wo.2] Wommelsdorf, O.: Stahlbeton, Bemessung und Konstruktion – Teil 1: Grundlagen, biegebeanspruchte Bauteile, 8. Auflage, Werner Verlag, 2005
- [Zi. 1] Zilch, K.; Rogge, A.: Grundlagen der Bemessung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach DIN 1045-1, Betonkalender, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 2002
- [Zi. 2] Zimmerli, B., Schwartz, J., Schwegler, G.: Mauerwerk- Bemessung und Konstruktion, Birkhäuser Verlag, Basel; Boston; Berlin, 1999
- [ZTV] ZTV-SIB 90: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Der Bundesminister für Verkehr, Verkehrsblattverlag, Dortmund, 1990

11 Normen

- [N 1] BS 5628-2:2005: Code of practice for the use of masonry, Structural use of reinforced and prestressed masonry, British Standards Institution, 2005
- [N 2] DIN 1053-1:1996: Mauerwerk; Berechnung und Ausführung, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1996
- [N 3] DIN 1053-100:2007: Mauerwerk; Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2007
- [N 4] DIN EN 445:2008: Einpressmörtel für Spannglieder - Prüfverfahren; Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2008
- [N 5] DIN EN 772-1:2000: Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2000
- [N 6] DIN EN 772-13:2000: Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 13: Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohdichte von Mauersteinen (außer Natursteinen), Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2000
- [N 7] DIN EN 1015-10:1999: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk - Teil 10: Bestimmung der Trockenrohdichte von Festmörtel, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1999
- [N 8] DIN EN 1015-11:1999: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk – Teil 11: Bestimmung der Biegezug - und Druckfestigkeit von Festmörtel, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1999
- [N 9] DIN EN 1052-1:1998: Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 1998
- [N 10] DIN EN 1052-3:2002: Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit), Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2002

- [N 11] DIN EN 1991-1:2010: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau Europäische Norm, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010
- [N 12] DIN EN 1991-1-1/NA:2010: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010
- [N 13] DIN EN 1992-1-1:2011: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2011
- [N 14] DIN EN 1992-1-1/NA:2011: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2011
- [N 15] DIN EN 1996-1-1:2010: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + AC:2009, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2010
- [N 16] DIN EN 1996-1-1/NA:2012: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2012
- [N 17] E DIN 1053-13:2009: Mauerwerk – Teil 13: Genaueres Nachweisverfahren für unbewehrtes Mauerwerk, Entwurf, Normenausschuss Bauwesen im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2009
- [N 18] SIA 266:2003: Mauerwerk, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003
- [N 19] ETA-03/0036: Europäischer technischer Zulassung, SUSPA/DSI - Monolithenspannverfahren ohne Verbund mit 1 bis 5 Monolitzen, Spannsystem für das Vorspannen von Tragwerken mit Monolitzen ohne Verbund für Beton, SUSPA-DSI GmbH, 2009
- [N 20] Z-12.3-29: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Spannlitzen St 1570/1770 aus sieben kaltgezogenen, glatten Einzeldrähten, DIBt, Berlin, 1999

-
- [N 21] Z-13.1-40: Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Monolithenspannverfahren ohne Verbund, SUSPA Spannbeton GmbH, 2000
- [N 22] Z-17.1-338: Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, Vorgefertigte Mauertafeln aus Kalksandsteinen, Bundesverband Kalksandsteinindustrie e.V., Hannover, 2009

12 Anhang

Anhang 1- Formeln

Nachfolgend wird die detaillierte Herleitung von Gleichung Gl. (6.28) aus Abschnitt 6.4 angegeben.

Herleitung von Gl. (6.28), Seite 86

Der Querkraftwiderstand einer unbewehrten Mauerwerkswand V kann durch Transformation der Gleichungen (A.1) und (A.2) beschrieben werden.

$$N_x \leq f_y \cdot l_2 \cdot t \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{A.1})$$

mit

$$\alpha = \arctan (V / N_x) \leq \varphi \quad (\text{A.2})$$

dabei ist

$$l_1 = l - 2 \cdot M_1 / N_x \quad (\text{A.3})$$

$$l_2 = l - 2 \cdot M_2 / N_x \quad (\text{A.4})$$

$$M_1 = V \cdot h_o \quad (\text{A.5})$$

$$M_2 = V \cdot h_u \quad (\text{A.6})$$

l_2 ist dabei immer die kleinere Abmessung.

Nach Umformung der Gl. (A.2) ergibt sich:

$$\rightarrow N_x = \frac{V}{\tan \alpha} = f_y \cdot l_2 \cdot t \cdot \cos^2 \alpha \quad (\text{A.7})$$

Durch Auflösen der Gleichung (A.7) nach V erhält man:

$$V = f_y \cdot t \cdot l_2 \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \alpha \quad (\text{A.8})$$

Setzt man Gl. (A.4) für l_2 und Gl. (A.6) für M_2 in Gl. (A.8), dann ergibt sich:

$$V = f_y \cdot t \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \alpha \cdot \left(l - \frac{2 \cdot h_u \cdot V}{N_x} \right) \quad (\text{A.9})$$

Unter Beachtung der Beziehung $\cos^2 \alpha = 1 / (1 + \tan^2 \alpha)$ folgt aus Gl. (A.10):

$$V = f_y \cdot t \cdot \frac{1}{(1 + \tan^2 \alpha)} \cdot \tan \alpha \cdot \left(l - \frac{2 \cdot h_u \cdot V}{N_x} \right) \quad (\text{A.10})$$

Durch Umstellung, Division sowie Subtraktion lautet:

$$\frac{(1 + \tan^2 \alpha)}{f_y \cdot t \cdot \tan \alpha} = \frac{\left(1 - \frac{2 \cdot h_u \cdot V}{N_x}\right)}{V} = \frac{1}{V} - \frac{2 \cdot h_u}{N_x} \quad (\text{A.11})$$

Nach Umstellen und Addieren auf den Hauptnenner folgt hieraus:

$$\frac{1}{V} = \frac{(1 + \tan^2 \alpha)}{f_y \cdot t \cdot \tan \alpha} + \frac{2 \cdot h_u}{N_x} = \frac{N_x \cdot (1 + \tan^2 \alpha) + 2 \cdot h_u \cdot f_y \cdot t \cdot \tan \alpha}{N_x \cdot f_y \cdot t \cdot \tan \alpha} \quad (\text{A.12})$$

Wenn man Gl. (A.13) nach V aufgelöst, dann ergibt sich:

$$V = \frac{N_x \cdot f_y \cdot t \cdot \tan \alpha}{N_x \cdot (1 + \tan^2 \alpha) + 2 \cdot h_u \cdot f_y \cdot t \cdot \tan \alpha} \quad (\text{A.14})$$

Anhang 2 - Bilder

Nachfolgend werden ergänzende Abbildungen für die vorangegangenen Abschnitten dargestellt.

Messstellen, Rissbild sowie Last-Verformungslinien gem. Abschnitt 5.2

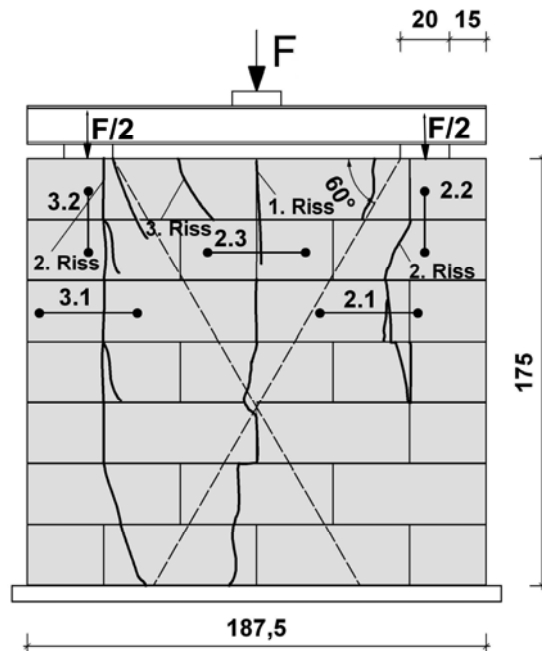


Bild A-2.1: Messstellen und Rissbild der Wand W2

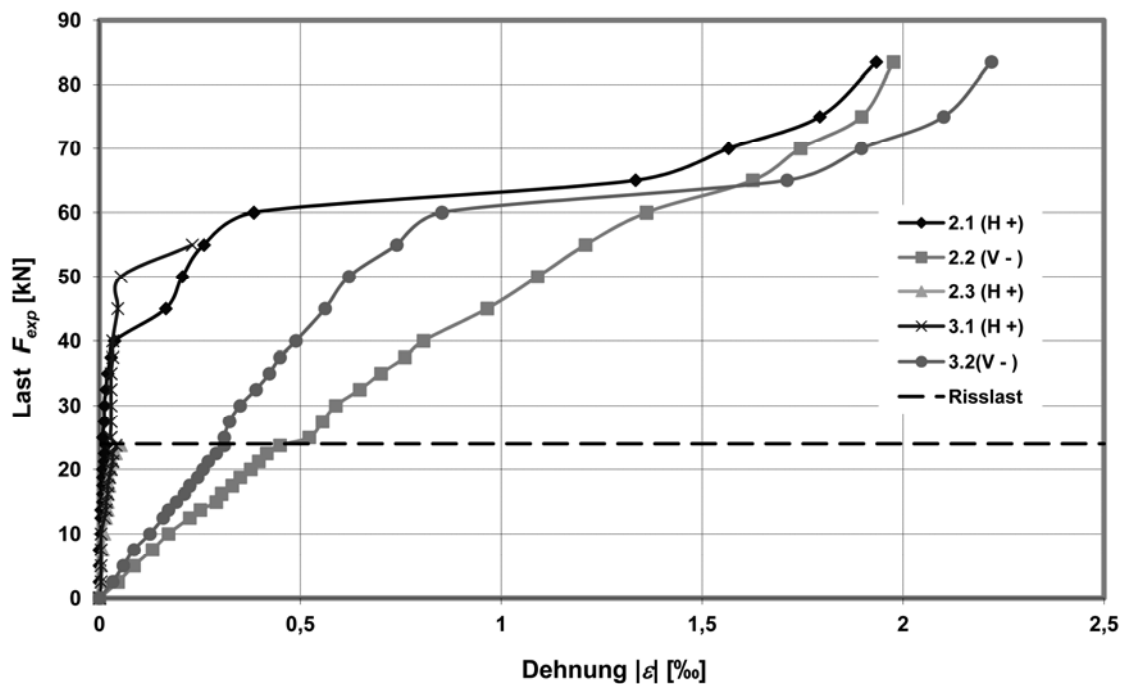


Bild A-2.2: Last-Verformungslinien der Wand W2 ($F_{\text{exp}} = F/2$)

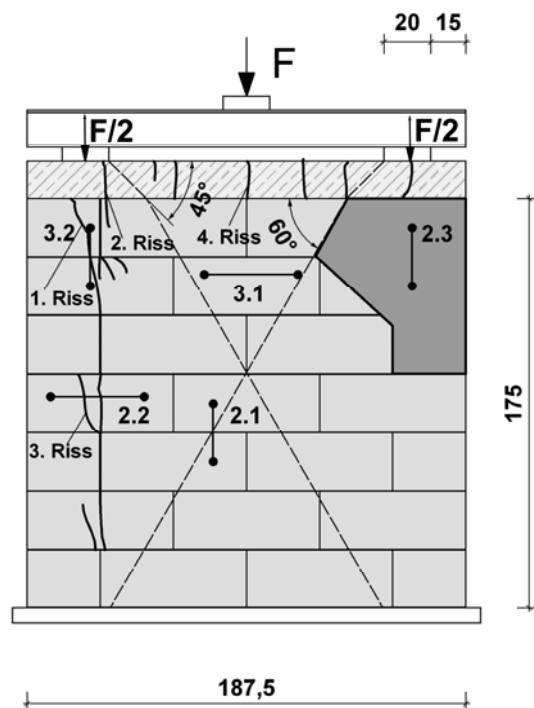


Bild A-2.3: Messstellen und Rissbild der Wand W3

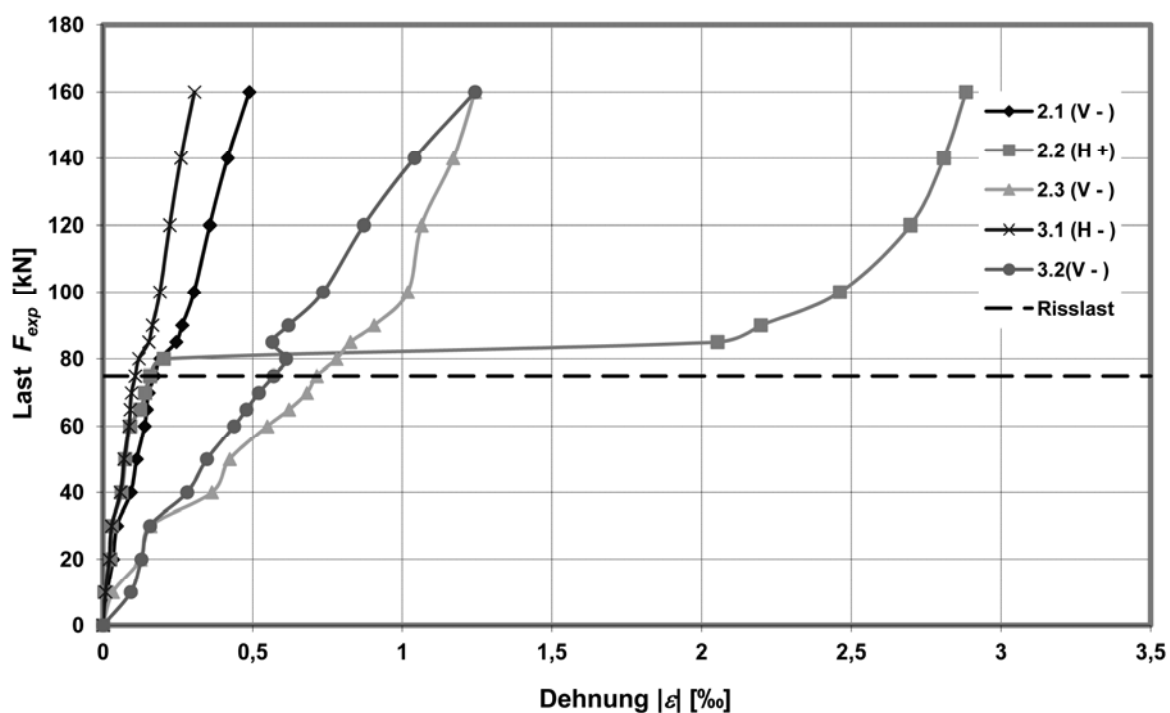


Bild A-2.4: Last-Verformungslinien der Wand W3 ($F_{exp} = F/2$)

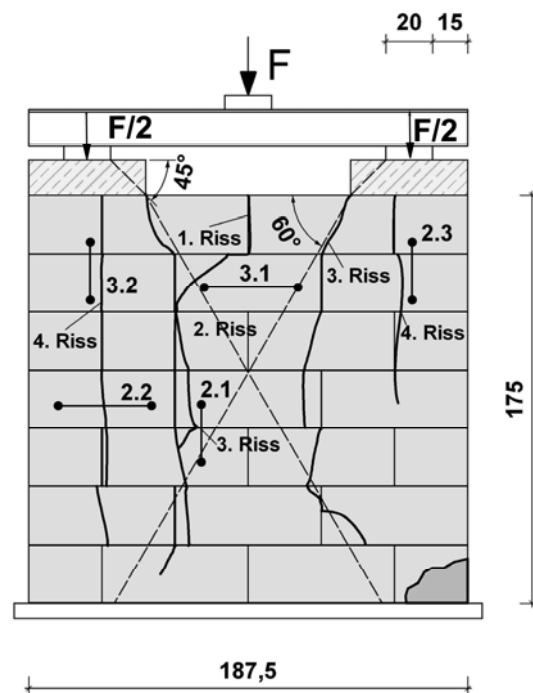


Bild A-2.5: Messstellen und Rissbild der Wand W4

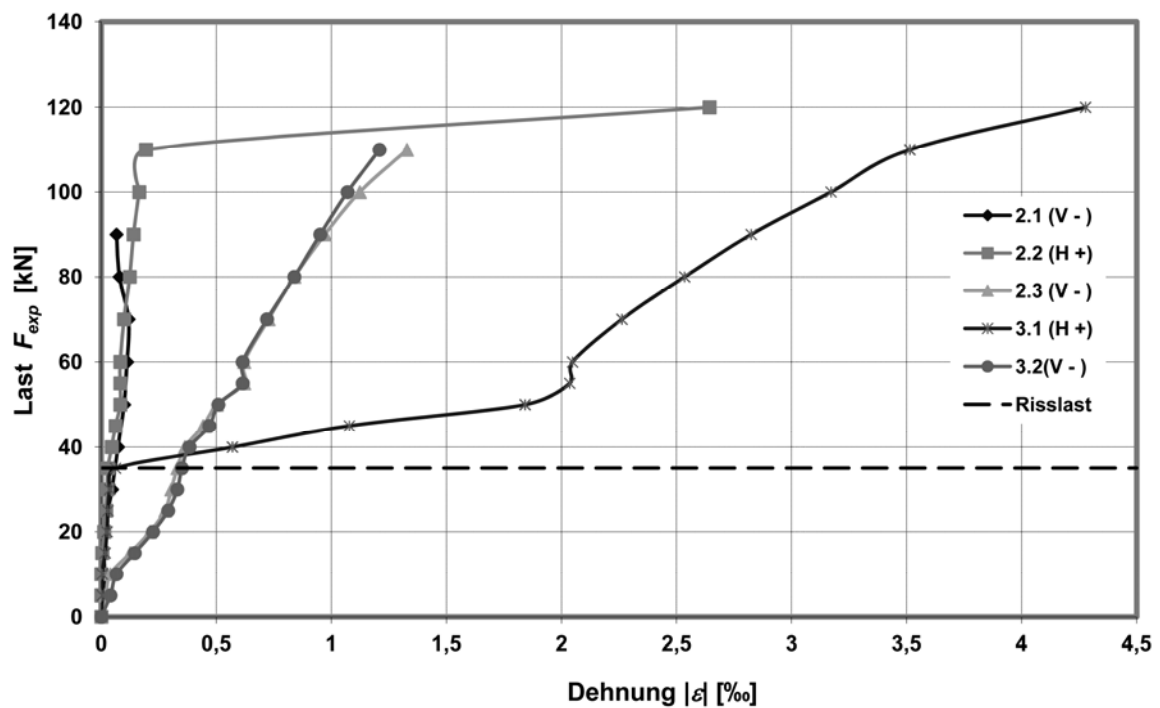
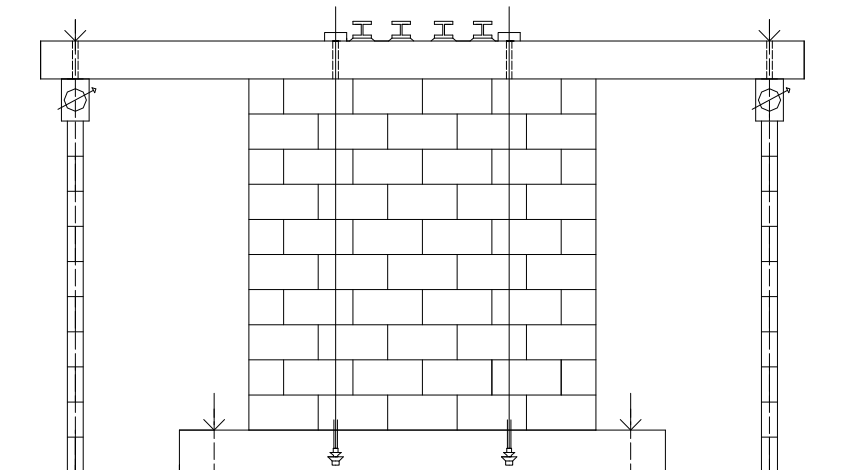


Bild A-2.6: Last-Verformungslinien der Wand W4 ($F_{exp} = F/2$)

Versuchsaufbau, Rissbilder und Horizontalkraft- Verschiebungs-Hysteresen gem. Abschnitt 5.4



Hysteresen Wand 2

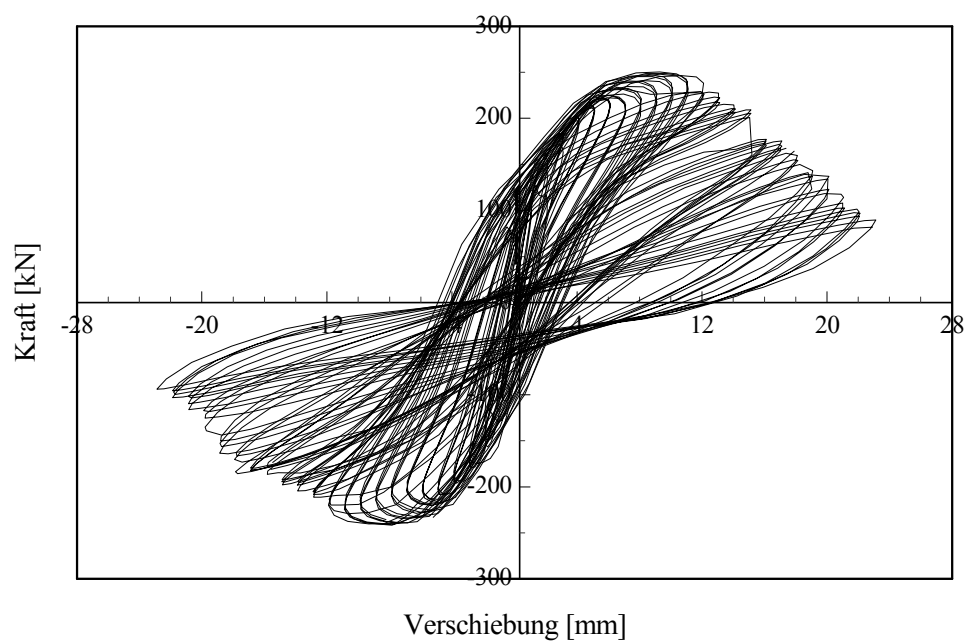
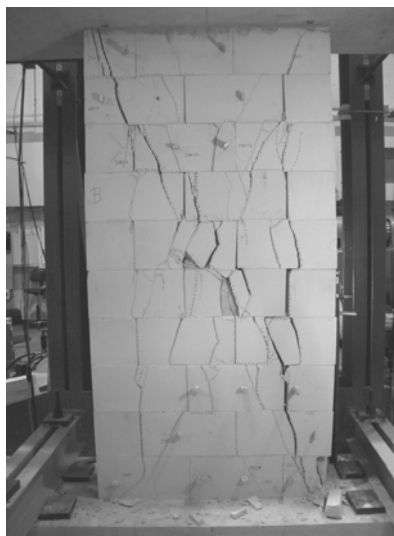
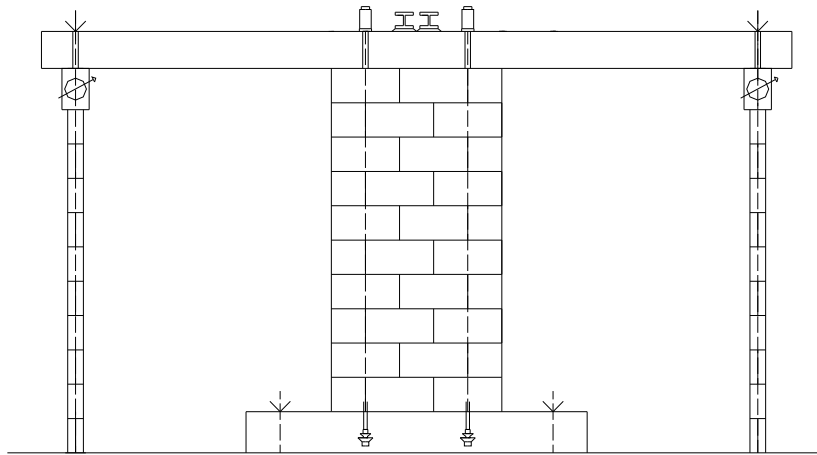


Bild A-2.7: Versuchsaufbau, Rissbild und Horizontalkraft- Verschiebungs-Hysterese der Versuchswand W2 [Bu. 5], [Gu. 6]



Hysteresen Wand 3

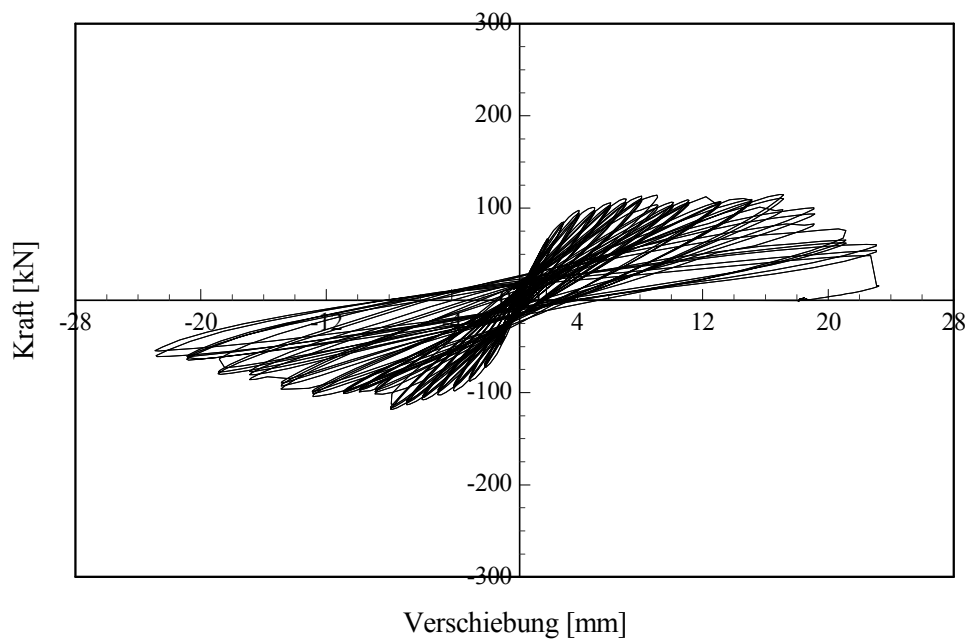
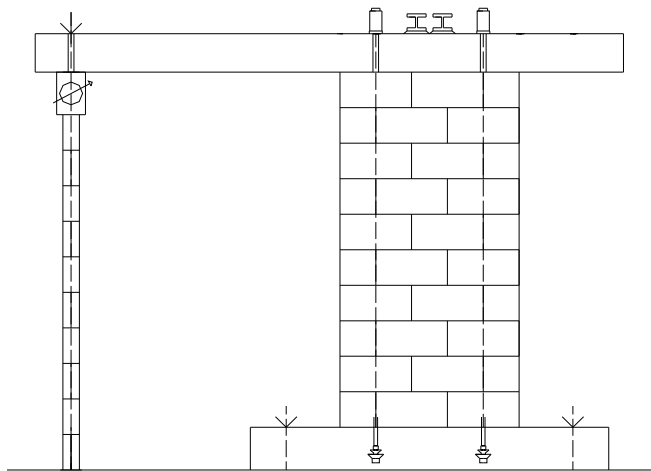


Bild A-2.8: Versuchsaufbau, Rissbild und Horizontalkraft- Verschiebungs-Hysteresese der Versuchswand W3 [Bu. 5], [Gu. 6]



Hysteresen Wand 4

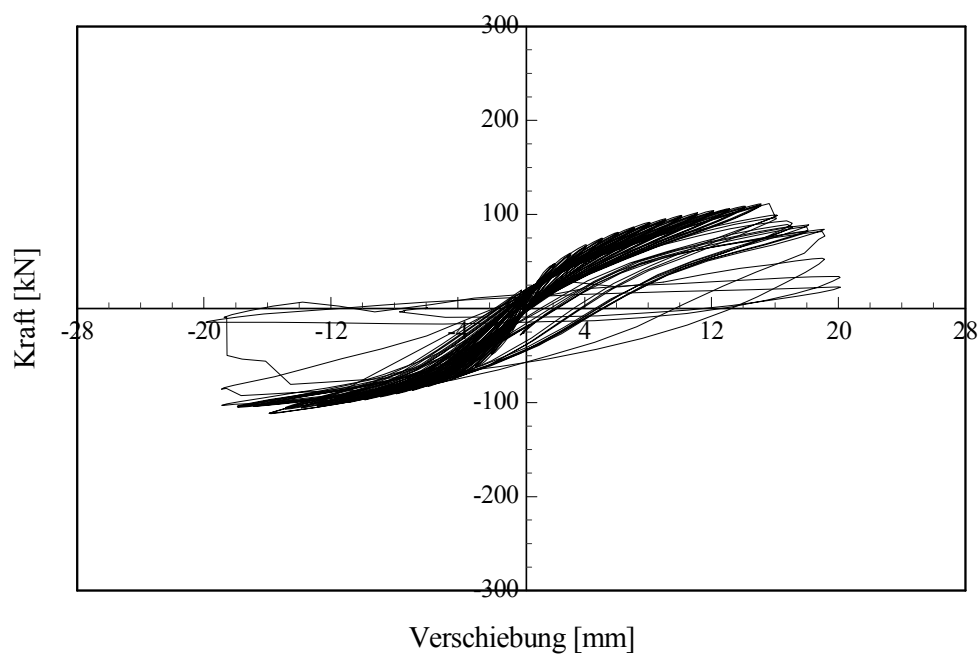


Bild A-2.9 Versuchsaufbau, Rissbild und Horizontalkraft- Verschiebungs-Hysterese der Versuchswand W4 [Bu. 5], [Gu. 6]

Spannkraftverläufe in den Spannlitzen der Versuchswände gem. Abschnitt 5.4

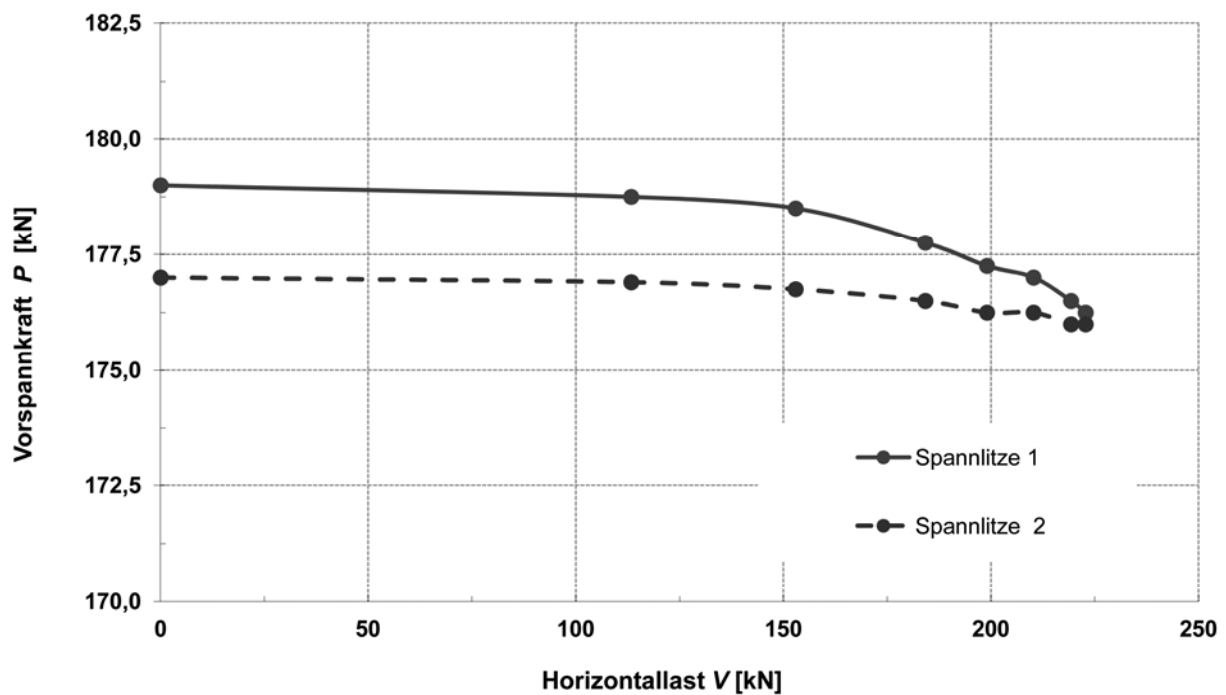


Bild A-2.10: Spannkraftverläufe in den Spannlitzen der Versuchswand W2

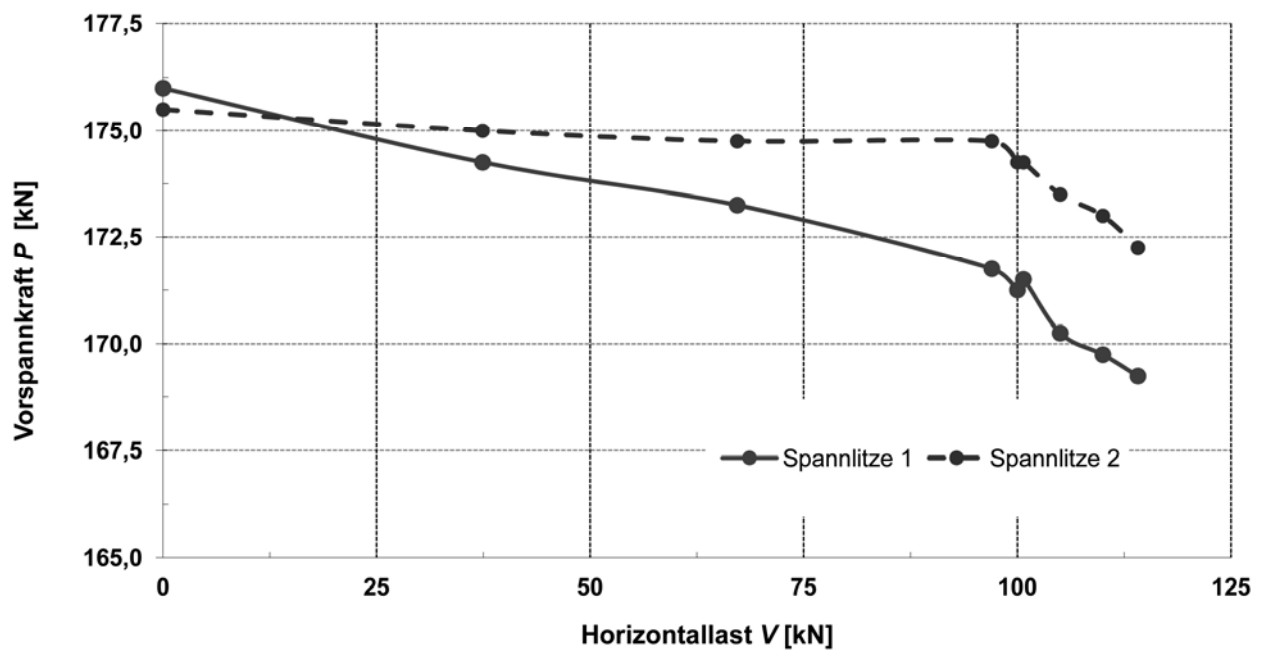


Bild A-2.11: Spannkraftverläufe in den Spannlitzen der Versuchswand W3

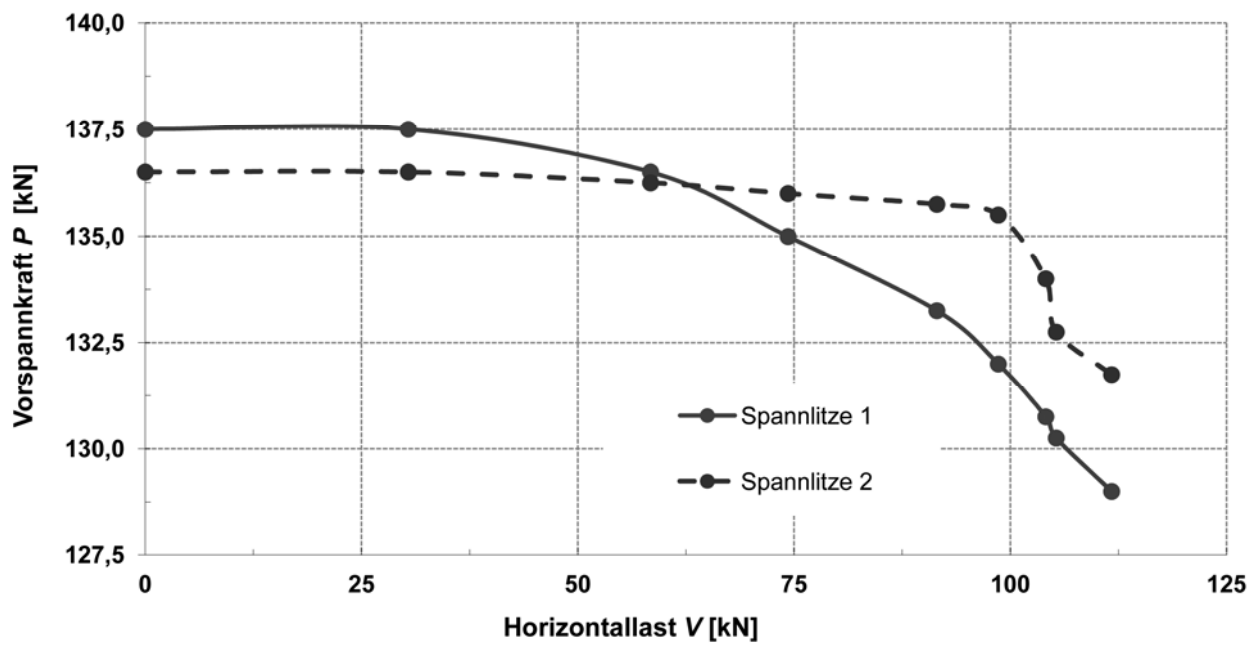


Bild A-2.12: Spannkraftverläufe in den Spannlitzen der Versuchswand W4

Anhang 3- Tabellen

Nachfolgend wird eine detaillierte Darstellung ausgewählter Tabellen angegeben.

Bestimmung der bezogenen Dehnungen sowie die Druckzonenhöhe in Wandmitte bei Bruchlast gem. 7.3

Tabelle A-3.1: Bezogene Dehnungen und Druckzonenhöhe in Wandmitte von Wänden der Wandserie 1

λ [-]	e/t [-]	P [kN]	F_u [kN]	x/t [-]	$\varepsilon/\varepsilon_{m1}$ [-]
10	1/3	0	307,5	0,40	0,71
		75	447,5	0,48	0,94
		100	475,0	0,51	0,98
		150	500,0	0,53	1,05
	0,45	0	125,0	0,28	0,38
		75	320,0	0,42	0,79
		100	345,0	0,45	0,86
		150	375,0	0,47	0,92
15	1/3	0	200,0	0,34	0,45
		75	350,0	0,46	0,75
		100	380,0	0,47	0,87
		150	430,0	0,52	0,99
	0,45	0	84,9	0,19	0,32
		75	260,0	0,40	0,72
		100	300,0	0,39	0,75
		150	320,0	0,47	0,93
20	1/6	0	490,0	0,82	0,45
		75	510,5	0,45	0,86
		100	515,0	0,49	0,95
		150	552,5	0,47	0,93
	1/3	0	140,0	0,32	0,32
		75	285,0	0,45	0,66
		100	292,5	0,47	0,68
		150	337,5	0,46	0,92
	0,45	0	80,0	0,26	0,25
		75	230,0	0,46	0,61
		100	240,0	0,46	0,64
		150	265,0	0,50	0,73
25	1/6	0	449,0	0,71	0,49
		75	470,0	0,69	0,55
		100	483,0	0,71	0,57
		150	525,0	0,68	0,74
	1/3	0	117,5	0,38	0,32
		75	225,0	0,47	0,62
		100	245,0	0,47	0,68
		150	262,5	0,50	0,78
	0,45	0	75,0	0,33	0,20
		75	172,5	0,38	0,55
		100	190,0	0,40	0,61
		150	217,5	0,45	0,78

Tabelle A-3.2: Bezogene Dehnungen und Druckzonenhöhe in Wandmitte von Wänden der Wandserie 2

λ [-]	e/t [-]	P [kN]	F_u [kN]	x/t [-]	$\varepsilon/\varepsilon_{m1}$ [-]
10	1/3	0	360,0	0,34	0,58
		75	590,0	0,45	0,79
		100	620,0	0,47	0,84
		150	660,0	0,49	0,89
	0,45	0	170,0	0,28	0,40
		75	425,0	0,40	0,74
		100	450,0	0,41	0,78
		150	480,0	0,43	0,80
15	1/3	0	290,0	0,33	0,43
		75	455,0	0,40	0,75
		100	472,5	0,40	0,79
		150	515,0	0,43	0,84
	0,45	0	110,0	0,21	0,24
		75	325,0	0,36	0,61
		100	357,5	0,39	0,73
		150	390,0	0,41	0,77
20	1/6	0	600,0	0,68	0,53
		75	650,0	0,45	0,68
		100	650,0	0,44	0,71
		150	667,5	0,43	0,82
	1/3	0	170,0	0,29	0,27
		75	330,0	0,45	0,51
		100	340,0	0,45	0,55
		150	402,5	0,45	0,65
	0,45	0	110,0	0,30	0,20
		75	270,0	0,43	0,43
		100	290,0	0,44	0,48
		150	300,0	0,48	0,47
25	1/6	0	551,0	0,63	0,41
		75	570,0	0,64	0,43
		100	587,5	0,63	0,48
		150	620,1	0,62	0,57
	1/3	0	132,5	0,28	0,24
		75	252,5	0,37	0,43
		100	275,0	0,39	0,49
		150	310,0	0,40	0,59
	0,45	0	90,0	0,36	0,21
		75	190,0	0,36	0,37
		100	215,0	0,38	0,44
		150	242,5	0,40	0,50

Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit der Versuchswände W1 bis W4 nach Gl. (6.18) bis (6.25) gem. Abschnitt 8.3.4.3.

Tabelle A-3.3: Mit Mittelwerten der Baustoffkenngrößen der Versuche berechnete Querkraftwiderstände

	W 1	W 2	W 3	W 4	Ötes et al.	Magenes et al.	Ingham et al.
K_I [-]	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
N_x [MN]	0,5740	0,5650	0,4535	0,3710	0,455	0,488	0,302
t [m]	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175	0,175	0,140
l_w [m]	2,50	2,50	1,25	1,25	1,25	1,25	3,00
f_k [MN/m ²]	17,17	17,17	17,17	17,17	10,50	8,50	15,50
l_{st} [m]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,40
h_w [m]	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
h_{st} [m]	0,25	0,25	0,25	0,25	0,125	0,50	0,20
μ [-]	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
f_{vkl} [MN/m ²]	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
$f_{bt,cal}$ [MN/m ²]	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
\ddot{u} [m]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
e_0 [m]	0	0	0	0	0	0	0
$l'_{w,lin}$ [m]	1,20	1,11	0,50	0,30	0,77	0,84	2,29
$l'_{w,Sb}$ [m]	0,80	0,74	0,33	0,20	0,51	0,56	1,53
F^{*-2} [MN ² /m ⁴]	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
λ_v [-]	0,85	0,83	1,46	1,48	1,48	1,48	0,62
c [-]	1,0	1,0	1,5	1,5	1,5	1,5	1,0
$V_{Rk,K}$ [kN]	820,82	807,95	648,51	530,53	1242,15	380,64	424,01
$V_{Rk,R}$ [kN]	244,02	238,48	121,38	97,63	126,02	135,48	157,42
$V_{Rk,S}$ [kN]	219,26	217,86	89,14	81,47	89,27	92,21	168,92
$V_{Rk,D}$ [kN]	entfällt	entfällt	entfällt	entfällt	entfällt	entfällt	entfällt
V_{max} [kN]	219,26	217,86	89,14	81,47	89,27	92,21	157,42
Versagensart¹⁾	S	S	S	S	S	S	S

¹⁾ S:Steinzugversagen; R:Reibungsversagen

Anhang 4- Praxisbeispiel

Nachfolgend wird die detaillierte Herleitung der Schnittgrößen aus Vorspannung und der Spannkraftverluste aus Abschnitt 8.3.5.1 angegeben. Ferner werden die ausführliche Herleitungen der charakteristischen Mauerwerkszugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen sowie der Wirkungsflächen des parallel zu den Lagerfugen zugbeanspruchten Mauerwerks aus Abschnitt 8.3.5.2 beschrieben.

Herleitung der Schnittgrößen aus Vorspannung, Seite 128

Senkrecht zur Wandebene :

$$M_{E,P} = N_{E,P} \cdot e_P \quad \text{mit} \quad N_{E,P} = - \frac{P_{mt,sup}}{P_{mt,inf}}$$

Hierbei ist nach Gl. (8.2) $e_P = 1,3 \text{ cm}$.

Die Schnittgrößen aus Vorspannung ergeben sich wie folgt:

$$M_{E,Psup} = P_{mt,sup} \cdot 0,013; M_{E,Pinf} = P_{mt,inf} \cdot 0,013; N_{E,Psup} = -P_{mt,sup}; N_{E,Pinf} = -P_{mt,inf}$$

Horizontal in Wandebene:

$$M_{E,P} = 0; N_{E,Psup} = -P_{mt,sup}; N_{E,Pinf} = -P_{mt,inf}$$

Grundwert von Vorspannkraft:

Monolitzen $\varnothing 0,6''$ St 1570/1770:

$$A_p = 1,4 \text{ cm}^2/\text{Litze}; f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2; f_{p0,1k} = 1500 \text{ N/mm}^2, \text{ s. [N 19]}$$

Spannstahlspannungen, Vorspannkraften ($t = t_0 = 14 \text{ d}$)

- während des Spannvorganges, Einzelkraft nach Gl (8.3):

$$P_{max} = A_p \cdot \left\{ \begin{array}{l} 0,80f_{pk} \\ 0,90f_{p0,1k} \end{array} \right\} = 140 \cdot 10^{-3} \cdot \left\{ \begin{array}{l} 0,80 \cdot 1770 \\ 0,90 \cdot 1500 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 198,2 \text{ kN} \\ 189,0 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

- nach dem Absetzen der Spannkraft, Mittelwert nach Gl (8.4):

$$P_{m0,max} = A_p \cdot \left\{ \begin{array}{l} 0,75f_{pk} \\ 0,85f_{p0,1k} \end{array} \right\} = 140 \cdot 10^{-3} \cdot \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \cdot 1770 \\ 0,85 \cdot 1500 \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 186,0 \text{ kN} \\ \underline{\underline{178,5 \text{ kN}}} \end{array} \right\}$$

- unter Berücksichtigung von Streuungen der Vorspannkraft:

$$P_{k,\text{sup}} = P_{m0} \cdot r_{\text{sup}} = 1,05 \cdot 178,5 = 187,4 \text{ kN}; P_{k,\text{inf}} = P_{m0} \cdot r_{\text{inf}} = 0,95 \cdot 178,5 = 169,6 \text{ kN}$$

- unter Abschätzung der Spannkraftverluste:

$$\text{Reibung} \approx 1 \% \rightarrow \alpha = 0,99; \text{Schlupf} \approx 3 \% \rightarrow \beta = 0,97; k + s + r \approx 12 \% \rightarrow \gamma = 0,88$$

$$\text{el. Verk.} \approx 2 \% \rightarrow \delta = 0,98 \rightarrow \varphi = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

$$P_{\text{mt}} = \varphi \cdot r_{\text{inf}} \cdot P_{m0} = [0,88 \cdot 0,99 \cdot 0,97 \cdot 0,98] \cdot 0,95 \cdot P_{m0} = 0,787 \cdot P_{m0}$$

Weiterer zu untersuchender Zeitpunkt ($t = t_{\infty}$):

Hier sind sämtliche Lasten und weitere Spannkraftverluste zu berücksichtigen.

Herleitung der Spannkraftverluste, Seite 129

infolge Reibung:

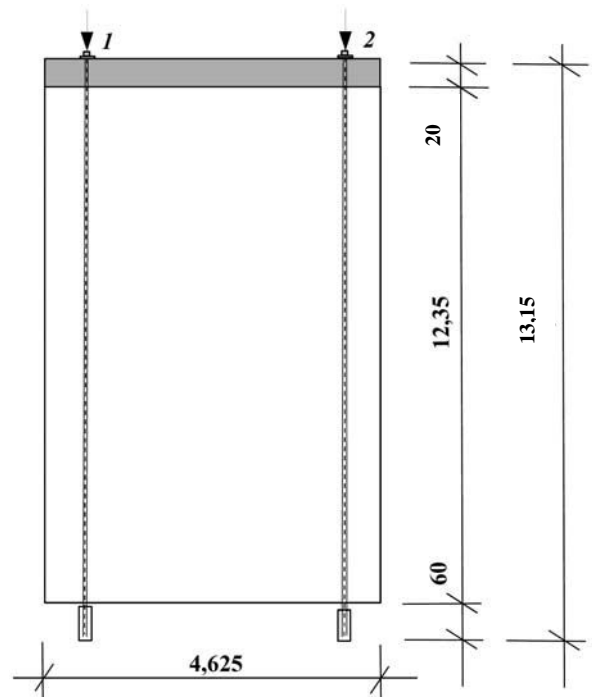
Bei vertikaler geradliniger Spanngliedführung ohne Verbund kann der Spannkraftverlust infolge Reibung vernachlässigt werden, s. Abschnitt 8.3.2.2.

infolge Ankerschlupf nach Gl. (8.8) und (8.9):

$$\Delta l_s = 1 \text{ mm}; l_s = l_p = 13,15 \text{ m}; E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2; A_p = 140 \text{ mm}^2, \text{ s. [N 19].}$$

$$\Delta P = \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p \text{ mit } \Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta l_s}{l_s}$$

$$\Delta P = \frac{1,0}{13,15 \cdot 10^{-3}} \cdot 195\,000 \cdot 10^3 \cdot 140 \cdot 10^{-6} = 2,06 \text{ kN}$$



infolge elastische Verformung des Mauerwerks:

Es kann vernachlässigt werden, da in diesem mit Dünnbettmörtel hergestellten Mauerwerk infolge Vorspannkraft keine elastische Verformung entsteht wird.

Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation nach Gl. (8.12b):

$$\varepsilon_{f\infty} = -0,2 \text{ mm/m}; \varphi_{\infty} = 1,5, \text{ s. Tabelle 4.10};$$

$$\alpha_p = E_p/E_M = 19500/9500 = 20,33; z_{Mp} = 0$$

Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation:

$$\Delta\sigma_{pr} = f(\sigma_{p0}/f_{pk}) < 0; \sigma_{p0} = \sigma_{pg0} - 0,3\Delta\sigma_{p,c+s+r}; \sigma_{pg0} = \sigma_{p0} \rightarrow \text{Vereinfachung}$$

$$\sigma_{p0} = \sigma_{pm0} = 0,85 \cdot f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \Delta\sigma_{pr} = f\left(\frac{1275}{1770}\right) = f(0,72), \text{ s. [N20]}$$

$$\text{für Zeit: } 10^6 \text{ h} \rightarrow \Delta R_{z,t} = 8,2\% \text{ von } R_i = 1275 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \rightarrow \Delta\sigma_{pr} = 0,082 \cdot 1275 = 105 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Mittlere Mauerwerksspannung in Höhe der Spannglieder:

-infolge Eigenlast:

$$\sigma_{Mg} = N_{E,G+Q} / A_M = -186,3 \cdot 10^{-3} / (0,24 \cdot 4,625) = -0,168 \text{ MN/m}^2 \text{ (Druck)}$$

-infolge Vorspannung über die Spanngliedlänge im Lastausbreitungsbereich im Mauerwerk:

$$\sigma_{MPm0} \approx \frac{P_{m0}}{b_p} = \frac{-178,5 \cdot 10^{-3}}{0,40} = -0,446 \text{ MN/m}^2 \text{ (Druck)}$$

Spannkraftverluste aus Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \cdot \frac{\varepsilon_{\varphi_{\infty}} \cdot E_p + \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi_{\infty} (\sigma_{Mg} + \sigma_{MPm0})}{1 - \alpha_p \frac{\sigma_{MPm0}}{\sigma_{pm0}} \cdot (1 + 0,8 \varphi_{\infty})} = \\ &= 2 \cdot 140 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{(-0,2/1000) \cdot 195000 + (-105) + 20,33 \cdot 1,5 \cdot (-0,168 - 0,446)}{1 - 20,33 \cdot \frac{(-0,446)}{0,85 \cdot 1500} \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,5)} \\ &= -0,0362 \text{ MN} = -36,20 \text{ kN} \rightarrow \Delta P_{c+s+r} = -\frac{36,20 \text{ kN}}{2 \text{ Spannglieder}} = \frac{18,10 \text{ kN}}{\text{Spannglied}} \end{aligned}$$

Zusammenstellung der Spannkraftverluste:

Reibung:	$\Delta P = 0 \text{ kN}$
Ankerschlupf:	$\Delta P = -2,06 \text{ kN}$
elastische Wandverkürzung:	$\Delta P = 0 \text{ kN}$
Kriechen, Schwinden, Relaxation:	$\Delta P = -18,10 \text{ kN}$
Summe:	$\Sigma \Delta P = -20,16 \text{ kN}$

Herleitung der charakteristischen Mauerwerkszugfestigkeit, Seite 130

$$\ddot{u} = h_{st} = 24,8 \text{ cm} \rightarrow \ddot{u}/h_{st} = 1,0, \text{ s. Beispiel 9 in [Gu. 13]}$$

$$f_{bz} = 0,040 \cdot f_b = 0,040 \cdot 20,0 = 0,80 \text{ N/mm}^2, \text{ s. Gl. (4.1)}$$

$$f_{vk0} = 0,44 \text{ N/mm}^2, \mu_H = 0,47, \text{ s. Tabelle 4.4}$$

$$\sigma_{Dd} = (N_{E,G} + P_{max})/(b_p \cdot t) = (183,6 \cdot 0,66 + 189,0)/(0,66 \cdot 0,24) = 1,96 \text{ N/mm}^2$$

charakteristische Mauerwerkszugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen nach Gl. (4.6) und (4.7):

$$f_{x2} = \min \left\{ \frac{0,5 \cdot f_{bz}}{(f_{vk0} + \mu_H \cdot \sigma_{Dd}) \cdot \frac{\ddot{u}}{h_{st}}} \right\} = \min \left\{ \frac{0,5 \cdot 0,80}{(0,44 + 0,47 \cdot 1,96) \cdot 1,0} \right\} = \min \left\{ \frac{0,40 \text{ N/mm}^2}{1,36 \text{ N/mm}^2} \right\}$$

Herleitung der Wirkungsflächen, Seite 130

$$t = 24,0 \text{ cm}; h_{st} = 24,8 \text{ cm}, \text{ s. Beispiel 9 in [Gu. 13]}$$

Wirkungsfläche von zwei Mauerwerksschichten:

$$A_z = t \cdot 2 \cdot h_{st} = 0,24 \cdot 2 \cdot 0,248 = 0,1152 \text{ m}^2$$

Wirkungsfläche der obersten Mauerwerksschicht:

$$A'_z = t \cdot h_{st} = 0,24 \cdot 0,248 = 0,0576 \text{ m}^2$$

